

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA CONEXIÓN  
VIGA-COLUMNA DE ACERO REFORZADA CON  
BARRAS DE ALEACIÓN CON MEMORIA DE FORMA**

**TESIS**

PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

PRESENTA

**YAIR OLIVO BALDERAS**

ASESOR: **DR. TIZIANO PEREA OLVERA**

CIUDAD DE MÉXICO

MAYO 2019

## CONTENIDO

Índice de figuras.....	4
Índice de tablas .....	12
Acrónimos.....	13
Simbología.....	14
1 Introducción.....	16
1.1 Problemática.....	16
1.2 Objetivos .....	16
1.2.1 Objetivo general.....	16
1.2.2 Objetivos específicos .....	16
1.3 Fundamentos de las aleaciones con memoria de forma (SMA).....	17
1.4 Fundamentos de los análisis no-lineales .....	21
1.5 Organización de la tesis.....	24
2 Aplicaciones de SMA.....	25
2.1 Introducción .....	25
2.2 Aplicaciones en diversos sistemas estructuras .....	25
2.2.1 Delemont (2001) .....	25
2.2.2 Indirli (2001).....	26
2.2.3 Croci (2001) .....	26
2.2.4 Castellano (2001) .....	27
2.2.5 Soroushian (2001).....	28
2.3 Aplicaciones de SMA en conexiones de acero estructural .....	29
2.3.1 Ocel et al. (2004).....	29
2.3.2 Hu y León (2008).....	30
2.3.3 Speicher et al. (2010) .....	31
2.3.4 Barbero et al. (2004) .....	33
2.3.5 Penar et al. (2005).....	33
3 Calibración de conexiones con barras de acero y SMA .....	35
3.1 Introducción .....	35
3.2 Descripción de la información experimental .....	35
3.2.1 Configuración de la prueba.....	35
3.2.2 Protocolo de carga.....	37
3.2.3 Especificaciones de la conexión con tendones de acero ASTM A36.....	37
3.2.4 Especificaciones de la conexión con tendones de SMA.....	40

3.3	Calibración .....	41
3.3.1	Zona del panel .....	41
3.3.2	Conexiones semirrígidas con tendones .....	47
4	Análisis no-lineal de marcos.....	64
4.1	Introducción .....	64
4.2	Descripción de los marcos.....	64
4.3	Descripción del modelo no-lineal tipo .....	66
4.3.1	Modelos de plasticidad concentrada .....	66
4.3.2	Modelo de plasticidad distribuida.....	69
4.4	Análisis modal espectral.....	70
4.4.1	Marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	72
4.4.2	Marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	73
4.5	Análisis estáticos no-lineales .....	74
4.5.1	Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones rígidas y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	75
4.5.2	Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones rígidas y ductilidad alta ( $Q = 4$ ) .....	77
4.5.3	Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	79
4.5.4	Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	83
4.6	Análisis cíclicos.....	88
4.6.1	Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexión rígidas y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	100
4.6.2	Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad baja ( $Q=2$ ).....	108
4.6.3	Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexión rígidas y ductilidad alta ( $Q=4$ ) .....	130
4.6.4	Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad alta ( $Q=4$ ).....	137
5	Conclusiones y recomendaciones .....	159
5.1	Conclusiones .....	159
5.2	Recomendaciones.....	160
6	Referencias .....	161
	Apéndice A .....	163

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1— Diagrama esfuerzo - deformación - temperatura del nitinol en tres fases distintas. (A) Martensita, (B) Martensita inducida por esfuerzo y (C) Austenita. Esquema adaptado de Delemont, (2001) .....	18
Figura 1.2— Ejemplificación del proceso de memoria de forma en una barra de SMA. Esquema adaptado de Gómez y Díaz del Castillo (2011) .....	19
Figura 1.3—Presentación esquemática de los cambios de estructura de la red cristalina causados por un esfuerzo sobre una SMA y sobre acero. Esquema adaptado de Gómez y Díaz del Castillo (2011).....	20
Figura 1.4— Idealización de elementos viga-columna. Esquema adaptado de Deierlein, Reinhorn y Willford (2010) .....	22
Figura 2.1— Configuraciones de restricciones de SMA utilizados en los estribos (izquierda) y los pilares intermedios (derecha) de un puente (Delemont, 2001). .....	25
Figura 2.2— Adaptación del campanario de la iglesia de S. Giorgio (Indirli, 2001; Ocel <i>et al.</i> , 2002) .....	26
Figura 2.3— Rehabilitación de la Basílica de San Francisco en Assisi y esquematización del daño que presentó (Crocì, 2001; Ocel <i>et al.</i> , 2002) .....	27
Figura 2.4— Rehabilitación de la catedral de San Feliciano en Italia (Castellano, 2001; Ocel <i>et al.</i> , 2002) .....	28
Figura 2.5— Rehabilitación del puente de cuatro tramos en Michigan (Soroushian, 2001; Ocel <i>et al.</i> , 2002) .....	28
Figura 2.6—Detalles de la segunda conexión con SMA (Ocel <i>et al.</i> , 2004).....	29
Figura 2.7—Configuraciones de conexiones con SMA evaluadas (Hu y Leon, 2008).....	30
Figura 2.8—Resorte helicoidal de nitinol y amortiguador con arandelas Belleville de nitinol (Speicher, 2010).....	31
Figura 2.9—Conexión viga-columna parcialmente restringida con barras de nitinol o acero (Speicher, 2010).....	32
Figura 2.10—Configuración de cuadrilátero articulado con paquetes de alambres de SMA (Speicher, 2010).....	32
Figura 2.11— Espécimen de SMA (Barbero, 2004).....	33
Figura 2.12— Conexión de acero semirrígida reforzada con tendones de acero ASTM A36 o nitinol (NiTi), así como esquema de soporte y de carga (Penar <i>et al.</i> , 2005).....	34
Figura 3.1— Idealización del esquema de la prueba experimental (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	35
Figura 3.2— Esquema del ensamble de la conexión y configuración de la prueba (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	36
Figura 3.3— Sistema de soporte lateral para la prueba (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	36
Figura 3.4— Detalle de la conexión con tendones de acero ASTM A36 (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	38
Figura 3.5— Diagrama esfuerzo ( $\sigma$ ) – deformación ( $\epsilon$ ) de acero ASTM A36 (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	39
Figura 3.6— Diagrama esfuerzo ( $\sigma$ ) - deformación ( $\epsilon$ ) cíclico de acero ASTM A36 (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	39
Figura 3.7— Detalle de la conexión con tendones de SMA y modificaciones (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	40
Figura 3.8— Diagrama esfuerzo ( $\sigma$ ) - deformación ( $\epsilon$ ) de tendones de nitinol súper elástico sometidos a distintas temperaturas (Penar <i>et al.</i> , 2005).....	41



Figura 3.9— Diagrama tri-lineal cortante-distorsión para modelar el resorte rotacional de la zona del panel .....	42
Figura 3.10— Nomenclatura y representación esquemática de la zona de panel típica en el modelo no-lineal .....	43
Figura 3.11— Esquema de carga y apoyos de la prueba experimental. Cotas en milímetros (Lee <i>et al.</i> , 2005) .....	44
Figura 3.12— Modelo no-lineal para calibrar la prueba experimental realizada por Lee <i>et al.</i> (2005).....	45
Figura 3.13— Curva experimental fuerza – distorsión del espécimen ensayado (Lee <i>et al.</i> , 2005) .....	46
Figura 3.14— Curva fuerza – distorsión analítica del modelo no-lineal de OpenSees .....	46
Figura 3.15— Comparación de las curvas fuerza – distorsión que se obtienen de forma experimental (línea gruesa negra) y de forma analítica (línea delgada azul) .....	47
Figura 3.16— Modelo no-lineal para calibrar las pruebas experimentales realizadas por Penar <i>et al.</i> (2005).....	48
Figura 3.17— Material paralelo compuesto por un número arbitrario de materiales (OpenSees, 2018) .....	49
Figura 3.18— Curva analítica Momento – Rotación del material que se emplea para el elemento de longitud cero para modelar la conexión semirrígida con tendones de acero A36 .....	50
Figura 3.19— Conexión con tendones de acero al 4% de distorsión (Penar <i>et al.</i> , 2005).....	51
Figura 3.20— Curva analítica Fuerza – Desplazamiento del modelo de conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 realizado en OpenSees (2018).....	52
Figura 3.21— Curva experimental Fuerza – Desplazamiento de la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 probada en laboratorio (Penar <i>et al.</i> , 2005).....	52
Figura 3.22— Comparación de las curvas Fuerza – Desplazamiento de la conexión semirrígida con tendones de acero A36 probada en laboratorio (línea negra) y obtenida del análisis no-lineal (línea azul) .....	53
Figura 3.23— Curva experimental Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 probada en laboratorio (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	54
Figura 3.24— Curva analítica Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 realizada en OpenSees (2018) .....	54
Figura 3.25— Curva analítica Momento normalizado – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 realizada en OpenSees (2018) .....	55
Figura 3.26— Comparación de las curvas Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de acero A36 probada en laboratorio (línea negra) y obtenida del análisis no-lineal (línea azul) .....	56
Figura 3.27— Curva analítica Momento – Rotación del material que se emplea para el elemento de longitud cero para modelar la conexión semirrígida con tendones de nitinol.....	57
Figura 3.28— Conexión con tendones de nitinol al 9% de distorsión cíclica (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	58
Figura 3.29— Curva experimental Fuerza – Desplazamiento de la conexión semirrígida con tendones de nitinol probada en laboratorio (Penar <i>et al.</i> , 2005) .....	59
Figura 3.30— Curva analítica Fuerza – Desplazamiento que se obtiene del análisis no-lineal en OpenSees (2018) de la conexión semirrígida con tendones de nitinol .....	59

Figura 3.31— Comparación de las curvas Fuerza – Desplazamiento de la conexión con tendones de nitinol que se obtiene experimentalmente en laboratorio (línea negra) y del análisis no-lineal (línea azul) .....	60
Figura 3.32— Curva experimental Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol probada en laboratorio (Penar et al., 2005) .....	61
Figura 3.33— Curva analítica Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol realizada en OpenSees (2018) .....	61
Figura 3.34— Curva analítica Momento normalizado – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol realizada en OpenSees (2018) .....	62
Figura 3.35— Comparación de las curvas Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol probada en laboratorio (línea negra) y obtenida del análisis no-lineal (línea azul).....	63
Figura 4.1— Datos geométricos de la estructura tipo de cuatro niveles y un sótano que se evalúa en el estudio. ....	65
Figura 4.2— Esquema de los resortes del modelo de plasticidad concentrada con conexión rígida .....	67
Figura 4.3— Esquema de los resortes del modelo de plasticidad concentrada con conexión semirrígida .....	67
Figura 4.4 — Modelo de deterioro Ibarra-Medina-Krawinkler (OpenSees, 2018) .....	68
Figura 4.5— Esquema del modelo de fibras con conexión rígida.....	70
Figura 4.6— Espectro realizado con el apéndice A de las NTC-DS (2004) para ( $Q = 4$ ).....	71
Figura 4.7— Espectro realizado con el apéndice A de las NTC-DS (2004) para ( $Q = 2$ ).....	71
Figura 4.8— Distorsión de servicio con ( $Q = 2$ ). ....	72
Figura 4.9— Distorsión ante el colapso con ( $Q = 2$ ). ....	72
Figura 4.10— Distorsión de servicio con ( $Q = 4$ ). ....	73
Figura 4.11— Distorsión ante el colapso con ( $Q = 4$ ). ....	73
Figura 4.12— Curva de capacidad Cortante - Desplazamiento idealizada (FEMA P695, 2009) .....	75
Figura 4.13— Curva de capacidad de marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida modelado con fibras.....	76
Figura 4.14— Curva de capacidad de marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida modelado con plasticidad concentrada .....	76
Figura 4.15— Comparación de las curvas de capacidad para los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida modelados con fibras (línea azul) y con plasticidad concentrada (línea roja) .....	77
Figura 4.16— Curva de capacidad del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida modelado con fibras.....	78
Figura 4.17— Curva de capacidad del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida modelado con plasticidad concentrada .....	78
Figura 4.18— Comparación de las curvas de capacidad para los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida modelados con fibras (línea azul) y con plasticidad concentrada (línea roja) .....	79
Figura 4.19— Curva de capacidad para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida con tendones de acero A36 .....	80
Figura 4.20— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y con conexión semirrígida de tendones de acero A36.....	81

Figura 4.21— Curva de capacidad para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol .....	82
Figura 4.22— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol .....	82
Figura 4.23— Comparación de curvas de capacidad de los marcos con conexión semirrígida de tendones de nitinol y de tendones de acero A36 con ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	83
Figura 4.24— Curva de capacidad para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	84
Figura 4.25— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	84
Figura 4.26— Curva de capacidad para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol .....	85
Figura 4.27— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol .....	86
Figura 4.28— Comparación de curvas de capacidad de los marcos con conexión semirrígida de tendones de nitinol y de tendones de acero A36 con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) .....	87
Figura 4.29— Comparación de curvas de capacidad de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) contra marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	87
Figura 4.30— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x120 con W33x130) .....	89
Figura 4.31— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x145 con W33x130) .....	89
Figura 4.32— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x74 con W33x130) .....	90
Figura 4.33— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x109 con W33x130) .....	90
Figura 4.34— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x68 con W21x62).....	91
Figura 4.35— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x82 con W21x62).....	91
Figura 4.36— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x38 con W21x62).....	92
Figura 4.37— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x53 con W21x62).....	92
Figura 4.38— Curva momento-rotación de la viga del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W21x62) .....	93
Figura 4.39— Curva momento-rotación de la viga del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W33x130).....	93
Figura 4.40— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x68) (3.6m) .....	94
Figura 4.41— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x68) (4.2m) .....	94
Figura 4.42— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x82) (3.6m) .....	95
Figura 4.43— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x82) (4.2m) .....	95

Figura 4.44— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x38) (3.6m) .....	96
Figura 4.45— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x53) (3.6m) .....	96
Figura 4.46— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x120) (3.6m) .....	97
Figura 4.47— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x145) (3.6m) .....	97
Figura 4.48— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x120) (4.2m) .....	98
Figura 4.49— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x145) (4.2m) .....	98
Figura 4.50— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x74) (3.6m) .....	99
Figura 4.51— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x109) (3.6m) .....	99
Figura 4.52— Curva momento-rotación de los tendones de acero A36 de la conexión semirrígida .....	100
Figura 4.53— Curva momento-rotación de los tendones de nitinol de la conexión semirrígida .....	100
Figura 4.54— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	101
Figura 4.55— Curva momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida .....	102
Figura 4.56— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	103
Figura 4.57— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida .....	104
Figura 4.58— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	105
Figura 4.59— Curvas momento rotación de los resortes de las columnas superiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida .....	106
Figura 4.60— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas inferiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida .....	107
Figura 4.61— Mapeo de rotaciones totales de columnas del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	108
Figura 4.62— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	109
Figura 4.63— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	110
Figura 4.64— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	111
Figura 4.65— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	112
Figura 4.66— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	113

Figura 4.67— Curvas momento-rotación de los resortes de los tendones de acero A36 de la conexión en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) .....	114
Figura 4.68— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de acero A36 del marco con conexión semirrígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	115
Figura 4.69— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de niveles superiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36.....	116
Figura 4.70— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de niveles inferiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36.....	117
Figura 4.71— Mapeo de rotaciones totales de las columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de acero y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	118
Figura 4.72— Curva capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	119
Figura 4.73— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	120
Figura 4.74— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	121
Figura 4.75— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	122
Figura 4.76— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	123
Figura 4.77— Curvas momento-rotación de los resortes de los tendones de nitinol de la conexión en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	124
Figura 4.78— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de nitinol del marco con conexión semirrígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	125
Figura 4.79— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles superiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	126
Figura 4.80— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles inferiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	127
Figura 4.81— Mapeo de rotaciones totales de las columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	128
Figura 4.82— Comparación de las curvas cíclicas de los marcos con plasticidad concentrada, ductilidad baja ( $Q=2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 (línea roja) y de tendones de nitinol (línea azul).....	129
Figura 4.83— Comparación entre las curvas cíclicas de la conexión rígida (línea verde), conexión semirrígida con tendones de acero (línea roja) y conexión semirrígida con tendones de nitinol (línea azul) de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ).....	129
Figura 4.84— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q=4$ ).....	130
Figura 4.85— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida.....	131
Figura 4.86— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	132
Figura 4.87— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida.....	133
Figura 4.88— Mapeo de rotaciones totales de las zonas de panel del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	134

Figura 4.89— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles de la parte superior en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida.....	135
Figura 4.90— Curva momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles de la parte inferior en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida.....	136
Figura 4.91— Mapeo de rotaciones totales de las columnas del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	137
Figura 4.92— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	138
Figura 4.93— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	139
Figura 4.94— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	140
Figura 4.95— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36.....	141
Figura 4.96— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de acero y ductilidad alta ( $Q = 4$ ) .....	142
Figura 4.97— Curvas momento-rotación de los resortes de los tendones de acero A36 en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) .....	143
Figura 4.98— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de acero del marco con conexión semirrígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	144
Figura 4.99— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de niveles superiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	145
Figura 4.100— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de niveles inferiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 .....	146
Figura 4.101— Mapeo de rotaciones totales de columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de acero y ductilidad alta ( $Q = 4$ ) .....	147
Figura 4.102— Curva capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	148
Figura 4.103— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	149
Figura 4.104— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	150
Figura 4.105— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	151
Figura 4.106— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	152
Figura 4.107— Curvas momento-rotación de los resortes de tendones de nitinol en conexiones del marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	153
Figura 4.108— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de nitinol del marco con conexión semirrígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	154
Figura 4.109— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de los niveles superiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	155
Figura 4.110— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de los niveles inferiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol.....	156
Figura 4.111— Mapeo de rotaciones totales de columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	157

Figura 4.112— Comparación de las curvas cíclicas de los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida con tendones de acero A36 (línea roja) y con tendones de nitinol (línea azul).....	158
Figura 4.113— Comparación entre las curvas cíclicas de la conexión rígida (línea verde), conexión semirrígida con tendones de acero (línea roja) y conexión semirrígida con tendones de nitinol (línea azul) de los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ).....	158

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 — Propiedades mecánicas de las SMA y el acero estructural (Delemont, 2001) .....	21
Tabla 3.1 — Protocolo de carga SAC (Penar, 2005).....	37
Tabla 3.2 — Valores para los parámetros del material <i>Steel01</i> en la calibración del experimento de Penar <i>et al.</i> (2005).....	49
Tabla 3.3 — Valores para los parámetros del material <i>ElasticPPGap</i> en la calibración del experimento de Penar <i>et al.</i> (2005).....	49
Tabla 3.4 — Valores para los parámetros del material <i>Pinching4</i> en la calibración del experimento de Penar <i>et al.</i> (2005).....	57
Tabla 4.1 — Valores de las cargas consideradas para el análisis. ....	65
Tabla 4.2 — Valores de las propiedades de los materiales consideradas en la estructura. ....	65
Tabla 4.3 — Secciones consideradas en la estructura dúctil ( $Q = 4$ ). ....	66
Tabla 4.4 — Secciones consideradas en la estructura no dúctil ( $Q = 2$ ). ....	66
Tabla 4.5 — Periodos fundamentales de los marcos .....	70
Tabla 4.6 — Factores de desempeño sísmico acero A36 ( $Q = 2$ ).....	79
Tabla 4.7 — Factores de desempeño sísmico nitinol ( $Q = 2$ ).....	81
Tabla 4.8 — Factores de desempeño sísmico acero A36 ( $Q = 4$ ).....	83
Tabla 4.9 — Factores de desempeño sísmico nitinol ( $Q = 4$ ).....	85



## ACRÓNIMOS

A	Sigla utilizada para referenciar a la fase austenita
AC	Siglas utilizadas para dar nombre a los marcos con tendones de acero
AISC	<i>American Institute of Steel and Construction</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ASTM	<i>American Society of Testing and Materials</i>
C	Sigla utilizada para dar nombre a los marcos modelados con plasticidad concentrada
CR	Siglas utilizadas para dar nombre a los marcos con conexión rígida
CS	Siglas utilizadas para dar nombre a los marcos con conexión semirrígida
F	Sigla utilizada para dar nombre a los marcos modelados con fibras
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
GPa	Giga-Pascal
Hz	Hertz
in	Pulgada
kg	Kilogramos
kip	Kilolibra
ksi	Kilolibra por pulgada al cuadrado
M	Sigla utilizada para referenciar a la fase martensita
mm	Milímetros
MPa	Mega-Pascal
N	Siglas utilizadas para dar nombre a los marcos con Nitinol
NiTi	<i>Nickel-Titanium Shape Memory Alloy</i>
NiTiCr	<i>Nickel-Titanium-Chromium Shape Memory Alloy</i>
NITINOL	<i>Nickel-Titanium Naval Ordnance Laboratories</i>
NTC-CA	Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
SAC	<i>Three Joint Venture Partners –SEAOC, ATC, and CUREE</i>
SE	<i>Superelastic effect</i>
SE-SMA	<i>Super-Elastic SMA</i>
SMA	<i>Shape memory alloys</i>
SME	<i>Shape memory effect</i>
SMF	<i>Special Moment Frame</i>

## SIMBOLOGÍA

$A_{eff}$	Área efectiva a cortante del panel
$a$	Ordenada del espectro de aceleraciones expresada como fracción de la gravedad
$b_f$	Ancho del patín de una sección “I”
$b_{fc}$	Ancho del patín de la columna
$C_o$	Coefficiente que relaciona el desplazamiento de azotea en el modo fundamental
$c_{unit}^1$ y $c_{unit}^2$	Coefficientes para conversión de unidades
$d$	Peralte de un perfil “I”
$d_c$	Peralte de la columna
$F_r$	Fuerza correspondiente al nivel i
$F_y$	Resistencia a la fluencia del material
$F_{ye}$	Límite elástico esperado
$G$	Módulo de cortante
$g$	Constante de gravedad
$h$	Peralte del alma sin considerar anchos de patines de una sección “I”
$h_i$	Altura del i-ésimo nivel sobre el terreno
$h_n$	Altura del edificio
$k_e$	Rigidez efectiva
$k_e$	Rigidez elástica del panel
$k_p$	Rigidez después de la fluencia
$L$	Longitud
$M_c$	Resistencia última
$M_r$	Resistencia residual
$M_y$	Resistencia a la fluencia efectiva
$m_x$	Masa en el nivel x
$N$	número de niveles.
$Q'$	Factores de ductilidad.
$R_y$	Factor de límite elástico esperado
$R$	Factor de sobrerresistencia
$T$	Periodo fundamental determinado a partir de la ecuación 5.3

$T_1$	Periodo fundamental obtenido mediante un análisis con eigenvalores.
$t_{cw}$	Espesor del alma de la columna incluyendo placas de refuerzo
$t_f$	Espesor de patines de una sección “I”
$t_{fc}$	Espesor del patín de la columna.
$t_w$	Espesor del alma de una sección “I”
$V$	Cortante de diseño
$V_{max}$	Cortante máximo
$V_p$	Resistencia plástica a cortante
$V_y$	Resistencia a la fluencia
$W_i$	Peso del i-ésimo nivel
$W$	Peso de la estructura
$Z$	Módulo de sección plástica
$\gamma_y$	Distorsión de fluencia
$\delta_u$	Desplazamiento último
$\delta_{y,eff}$	Desplazamiento de fluencia efectivo
$\theta_c$	Rotación última
$\theta_p$	Rotación previa a la rotación asociada a resistencia última
$\theta_{pc}$	Rotación posterior a rotación asociada a resistencia última
$\theta_u$	Rotación última
$\theta_y$	Rotación a la fluencia efectiva
$\kappa$	Factor de resistencia residual
$\mu_T$	Ductilidad
$\phi_{1,x} (\phi_{1,r})$	Ordenada del modo fundamental en el nivel x (azotea)

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Problemática

Los sismos que se presentaron el 19 y 20 de septiembre de 1985 y el 7 y 19 de septiembre de 2017, de magnitud 8.1, 7.3, 8.2 y 7.1, respectivamente, provocaron severos daños estructurales y pérdidas humanas en parte del territorio mexicano, especialmente en el área metropolitana de la Ciudad de México. De acuerdo con datos de la Secretaría de Salud, se dañaron 5,728 inmuebles privados y públicos en los sismos de 1985, y para los sismos de 2017 el gobierno de la Ciudad de México reporta alrededor de 3,848 inmuebles con algún grado de daño estructural (Redacción Obras, 2014).

A causa de la alta sismicidad que se presenta en el país y de los daños que se han generado en los sismos previos, se requiere que la Ingeniería Civil nacional desarrolle nuevas herramientas para brindar soluciones que mejoren el comportamiento sísmico de las estructuras civiles. Por esta razón, es necesario estudiar la incorporación de nuevos materiales y sistemas estructurales que proporcionen mejores propiedades mecánicas y dinámicas con el objetivo de salvaguardar la integridad estructural, tanto para las estructuras existentes como para estructuras nuevas.

La incorporación de nuevos materiales a la industria de la construcción, como ya se mencionó, es una de tantas soluciones que se han abordado para mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras. Algunas aleaciones metálicas pertenecen a este grupo de nuevos materiales que buscan beneficiar el comportamiento de las estructuras.

Se sabe que los metales se "alean" o mezclan con el objetivo de mejorar sus propiedades. Las aleaciones incorporan propiedades mecánicas de interés para la Ingeniería Estructural, tales como: rangos de deformaciones elásticas y deformaciones a la falla más amplios, esfuerzos de fluencia más altos, reducción en esfuerzos residuales, entre otras propiedades. Esto ayuda a que la estructura presente menores daños ante la acción de fuerzas sísmicas.

Las aleaciones con memoria de forma (internacionalmente llamadas *Shape Memory Alloys* o SMA) presentan cualidades mecánicas favorables como las ya mencionadas anteriormente, por lo cual se considera de suma importancia estudiar y evaluar su comportamiento en estructuras diseñadas y establecidas en México.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

El objetivo general del presente trabajo es evaluar el desempeño sísmico de marcos de acero estructural con conexiones viga-columna que se refuerzan con barras de aleación con memoria de forma (SMA por sus siglas en inglés).

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Calibrar modelos de componentes no-lineales que reproduzca la respuesta experimental de conexiones semirrígidas con barras SMA y de acero ASTM A36 ensayada en laboratorio.
- Comparar el desempeño sísmico que tienen las conexiones semirrígidas con barras SMA respecto a las conexiones con barras de acero ASTM A36.

- Comparar el desempeño sísmico de marcos rígidos de acero estructural con conexiones semirrígidas con barras SMA respecto a los marcos de acero con barras de acero ASTM A36.

### 1.3 Fundamentos de las aleaciones con memoria de forma (SMA)

El uso de las aleaciones con memoria de forma o *Shape memory alloys* (SMA, por sus siglas en inglés) en el ámbito de la Ingeniería Estructural se da a partir de la necesidad de reducir los daños causados por sismos intensos, por lo cual los ingenieros buscan crear medios innovadores para integrar las SMA como una herramienta eficaz en la solución de problemas ingenieriles.

Las SMA son aleaciones metálicas con diversas propiedades favorables para las estructuras. Una de las principales ventajas es la capacidad del material para volver a su forma original después de eliminar el esfuerzo (efecto súper elástico o *superelastic effect* SE) o después de aplicar calor (efecto de memoria de forma o *shape memory effect* SME) (Speicher, 2010). En lo sucesivo para este documento por efectos prácticos se hace referencia a las aleaciones con memoria de forma con las siglas SMA, y al efecto de memoria de forma con las siglas SME.

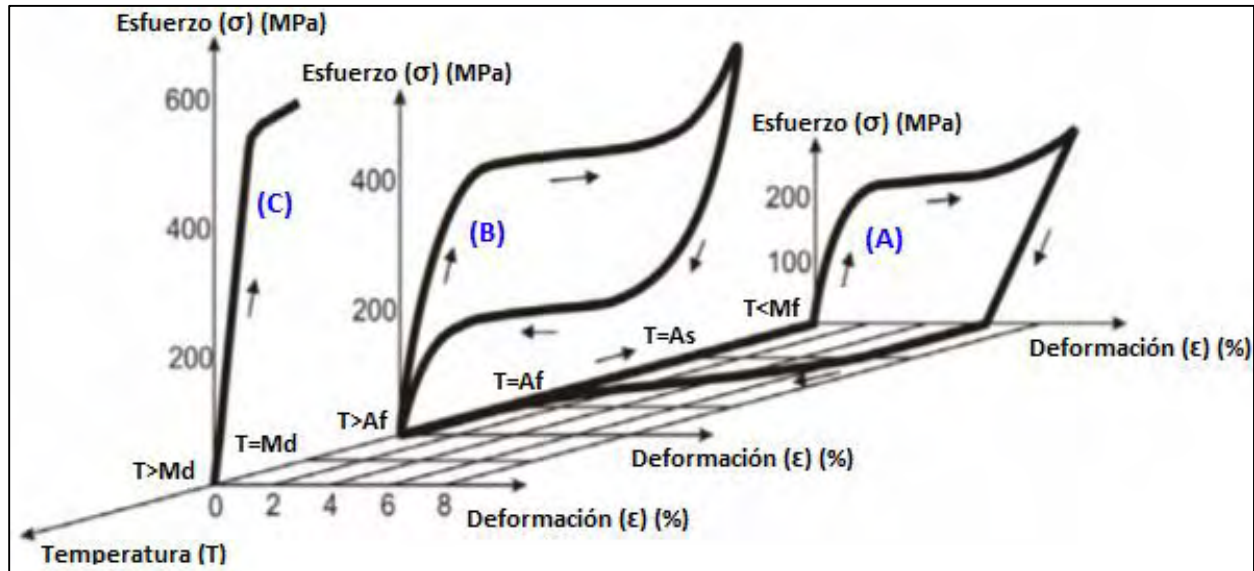
Para entender las propiedades mecánicas de las aleaciones con memoria de forma es necesario primero definir algunos conceptos primordiales. Iniciaremos estableciendo que el nitinol es un material inteligente ya que a partir de un estímulo puede generar un cambio en su estructura cristalina. La estructura cristalina de un material es el arreglo u orden de los átomos en forma periódica. La estructura cristalina está conformada por una base que es un grupo de átomos ubicados en forma determinada entre sí, y asociados con cada punto de red. Una red es una colección de puntos de red ordenados en un patrón periódico de tal modo que los alrededores de cada punto de red son idénticos.

La aleación con memoria de forma nitinol (NiTi) presenta un comportamiento distinto en sus propiedades mecánicas de acuerdo con la forma de la estructura cristalina o fase en la que se encuentra. La figura 1.1 presenta un diagrama esfuerzo - deformación - temperatura para ejemplificar el comportamiento en tres fases distintas del nitinol.

La primera fase o estructura cristalina que se muestra en la figura 1.1 es la gráfica (A) que se conoce como Martensita o “Memoria de forma” ya que el nitinol al ser sometido a un esfuerzo muestra el efecto de memoria de forma en el que ocurre el acomodo por hermanado o *twinned* como se conoce en la literatura internacional, dando como resultado una deformación residual. Al calentarse por encima de la temperatura final de la fase Austenita ( $A_f$ ), esta deformación puede ser recuperada, y si posteriormente se pasa a una temperatura menor a la temperatura final de la fase Martensita ( $M_f$ ), este ciclo puede repetirse.

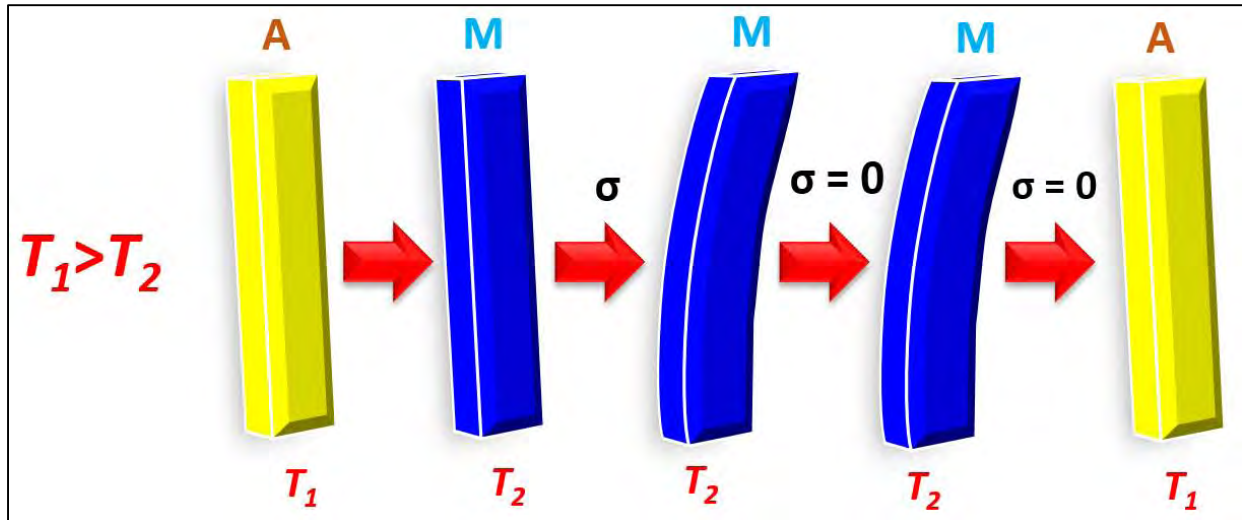
En la segunda fase que se muestra en la gráfica (B) la estructura cristalina es conocida como Martensita inducida por esfuerzo o “Súper elástica” debido a que el nitinol a una temperatura ( $T$ ) superior a la temperatura final de la fase Austenita ( $A_f$ ) y por debajo de una temperatura crítica ( $M_d$ ), tiene mayor resistencia y no presenta deformaciones permanentes al retirar la carga. En esta fase, la aplicación de esfuerzo inducirá la formación de Martensita hermanada, creando un efecto de “fluencia”. Tras la eliminación del esfuerzo, la Martensita volverá a la fase Austenita y dará como resultado una recuperación de la deformación. Este fenómeno se conoce como súper elasticidad.

En la gráfica (C) se presenta la fase Austenita “Lineal Súper elástica”. Si la temperatura ( $T$ ) está por encima de la temperatura crítica ( $Md$ ), la Martensita no puede ser inducida por esfuerzo y se obtiene un efecto súper elástico lineal con una resistencia mayor a la de la fase anterior. Esta fase súper elástica lineal tiene una rigidez más alta, pero un rango de deformación elástica menor.



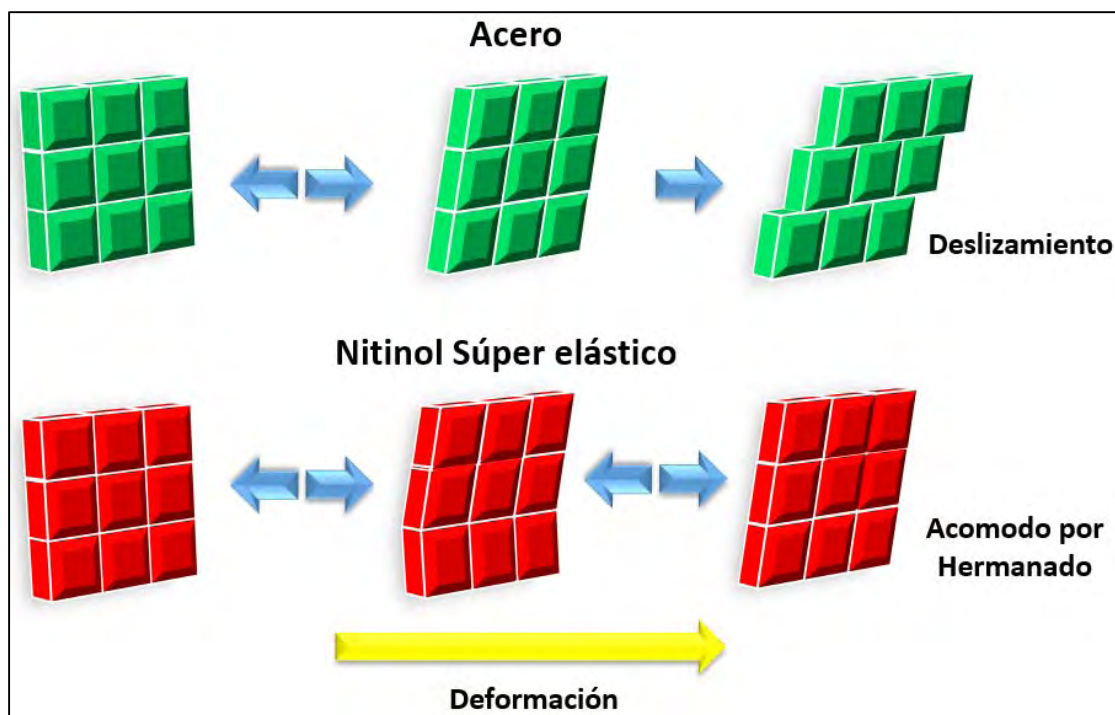
**Figura 1.1— Diagrama esfuerzo - deformación - temperatura del nitinol en tres fases distintas. (A) Martensita, (B) Martensita inducida por esfuerzo y (C) Austenita. Esquema adaptado de Delemont, (2001)**

Para ejemplificar el efecto de memoria de forma con más detalle se considera una barra de SMA en fase Austenita (A) a una temperatura inicial ( $T_1$ ). Mediante enfriamiento se lleva a una temperatura dos ( $T_2$ ) y a su fase Martensita (M), en la que la barra tendrá la misma geometría, pero una distinta estructura cristalina. Si en la fase Martensita a una temperatura dos se aplica un esfuerzo creciente, la barra se deforma en dos etapas. La primera es una deformación elástica, y la segunda es conocida como una deformación por acomodo hermanado. En la segunda etapa se llegan a obtener deformaciones de hasta un 8% sin que se inicie la deformación plástica del material. Al retirar el esfuerzo la barra se encuentra en fase Martensita, a una temperatura dos ( $T_2$ ) y deformada con respecto a su geometría original. Si ahora se eleva la temperatura ( $T_2$ ) hasta llegar a la temperatura inicial, lo que ocurre es que la barra regresa a su fase Austenita y recobra su geometría inicial. Teniendo en cuenta el proceso de la barra (figura 1.2), se considera que el material recuerda la geometría que tenía en la temperatura inicial y en fase Austenita, por esta razón toma el nombre de "memoria de forma" (Gómez y Díaz del Castillo, 2011).



**Figura 1.2— Ejemplificación del proceso de memoria de forma en una barra de SMA.**  
**Esquema adaptado de Gómez y Díaz del Castillo (2011)**

Para enfatizar más en una propiedad mecánica de interés retomaremos las etapas en las que se deforman las SMA en comparación con las del acero. Considere la estructura de la red cristalina de una SMA y del acero, ambas sometidas a un esfuerzo que genera un desplazamiento creciente. Para el acero, la deformación externa causa inicialmente deformaciones elásticas (reversibles) y posteriormente deformaciones en la zona plástica (irreversibles) que dan lugar al mecanismo de deslizamiento. Por su parte, la SMA sometida a la misma deformación creciente produce un tipo de acomodo “hermanado”, que se recupera cuando el esfuerzo externo se elimina (figura 1.3).



**Figura 1.3—Presentación esquemática de los cambios de estructura de la red cristalina causados por un esfuerzo sobre una SMA y sobre acero. Esquema adaptado de Gómez y Díaz del Castillo (2011)**

Una vez establecido lo anterior y ejemplificadas sus propiedades de la SMA se determina que el desplazamiento de átomos en forma organizada que genera una estructura cristalina distinta ocasiona que el nitinol presente distintos valores máximos de esfuerzo y deformación. El efecto de memoria de forma (SME) se refiere a la capacidad que tienen algunas aleaciones para recuperar la geometría que poseen inicialmente. El proceso que genera que el material recupere su forma es generado por un cambio de temperatura o la aplicación de esfuerzos.

La primera aleación con memoria de forma observada y registrada fue en el año de 1932 por Chang y Reidy (Otsuka y Wayman, 1998), y se conformaba por oro y cadmio (AuCd). También observaron el cambio de fase al disminuir y aumentar la temperatura de una aleación de cobre y zinc (CuZn).

En el año de 1962, se observó en el Laboratorio Naval de Artillería de Estados Unidos que una aleación de níquel y titanio en conjunto presentaban propiedades de memoria de forma (Jackson, Wagner, y Wasilewski, 1972), aleación a la que se le dio el nombre comercial de NITINOL (por las siglas en inglés de *Nickel-Titanium Naval Ordnance Laboratories*). Gracias a sus diversas propiedades, tales como su alta resistencia a la corrosión y fatiga, comportamiento histerético estable, y gran capacidad de recentrar (i.e. recuperar la deformación), existen diversas aplicaciones de esta aleación con memoria de forma (SMA). El presente trabajo, como se comenta más adelante, evalúa conexiones con barras SMA de nitinol, por lo que en lo sucesivo este trabajo solo se refiere a la aplicación de esta aleación. Con el fin de evidenciar las ventajas de las aleaciones SMA, las propiedades mecánicas del nitinol en su fase Martensita y Austenita se comparan con las propiedades del acero estructural en la tabla 1.1.



**Tabla 1.1 — Propiedades mecánicas de las SMA y el acero estructural (Delemont, 2001)**

<i>Propiedades mecánicas</i>	<i>Nitinol SMA</i>		<i>Acero estructural</i>
	<i>Austenita</i>	<i>Martensita</i>	
<i>Deformación recuperable</i>	Hasta un 8%		0.2%
<i>Módulo de Young</i>	30-83 GPa	21-41 GPa	200 GPa
<i>Esfuerzo de Fluencia</i>	195-690 MPa	70-140 MPa	248-517 MPa
<i>Esfuerzo ultimo a tensión</i>	895-1900 MPa		448-827 MPa
<i>Deformación a la falla</i>	5-50% (típica $\approx$ 25%)		20%
<i>Relación de Poisson</i>	0.33		0.27-0.3

Se considera que con una colocación adecuada en un sistema estructural, las SMA pueden actuar como "fusibles" al absorber deformaciones de entre un 6% a 8%, debido a su capacidad de recentrar y disipar energía después de un evento sísmico, por ello, se plantea la hipótesis de que se puede obtener un rendimiento estructural óptimo al equilibrar adecuadamente el recentrado y el amortiguamiento, limitando así los desplazamientos máximos y reduciendo al mismo tiempo los desplazamientos residuales (Speicher, 2010). Sin embargo, debido principalmente a los altos costos de producción, aún son limitadas las aplicaciones del SMA en la Ingeniería Civil desde su descubrimiento hace más de cinco décadas. En la siguiente sección se comentan algunas aplicaciones de las SMA en sistemas estructurales y en conexiones de acero estructural.

#### **1.4 Fundamentos de los análisis no-lineales**

El análisis no lineal juega un papel importante en la cotidianidad de los análisis estructurales gracias a que proporcionan herramientas para determinar la respuesta de la estructura cuando se incorpora en el rango inelástico, ya sea a causa del material o la geometría. Su aplicación ha crecido gracias a las nuevas tecnologías y a la importancia que tiene en el diseño de edificios nuevos o existentes.

Algunos de los objetivos de realizar un análisis no lineal en la práctica de acuerdo con Deierlein, Reinhorn y Willford (2010) son:

- Evaluar y diseñar soluciones de reacondicionamiento sísmico para edificios existentes.
- Diseñar edificios nuevos que empleen materiales estructurales, sistemas u otras características que no se ajusten a los requerimientos actuales de los códigos de diseño.
- Evaluar el desempeño de los edificios para requerimientos específicos del proyecto.

Después de establecer un objetivo se debe de tener claro cuáles van a ser los niveles de desempeño y verificar los criterios de aceptación para los que se diseña la estructura. Es conveniente que se identifiquen los niveles de desempeño para los principales componentes estructurales y otros componentes que puedan afectar su función, la seguridad del edificio y la de los ocupantes.

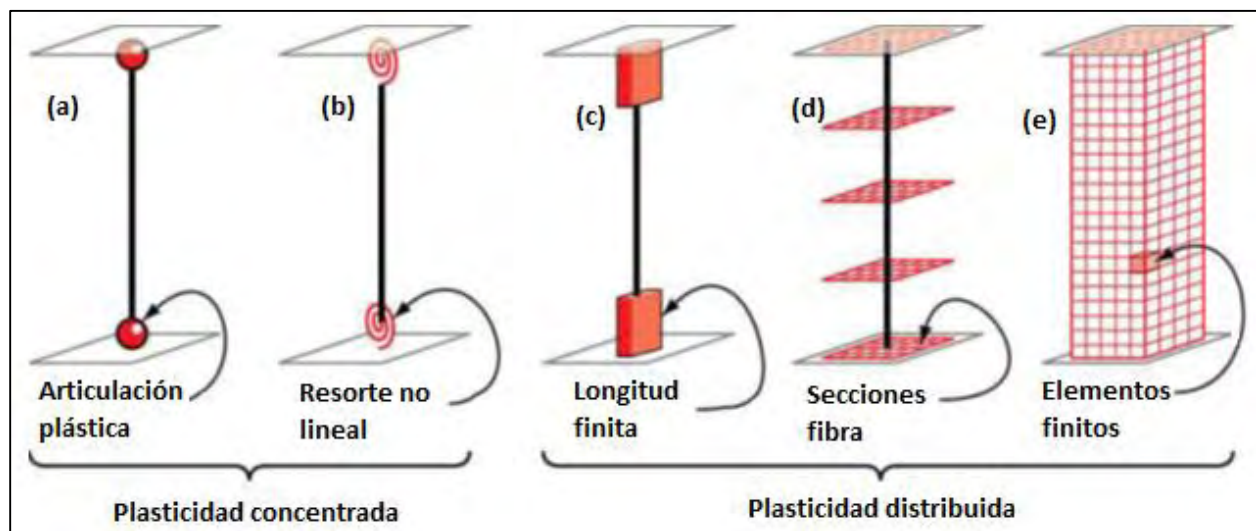
El modelado de estructuras para realizar análisis no lineales depende principalmente de componentes que capturen la respuesta de cada elemento aislado y de todos en conjunto. Por esta razón los resultados son sensibles a las propiedades consideradas, al tipo de modelo de componentes utilizado, y a la configuración estructural. Es aconsejable tener una idea aproximada acerca de los elementos estructurales que se comportaran de manera inelástica, pero si este no fuera el caso, los análisis no lineales nos pueden ayudar a conocer con exactitud la

ubicación de dichos elementos y conocer además que tanto se han incorporado al rango inelástico. Conocer cuál es el comportamiento de una estructura a la falla ayuda principalmente a tener una aproximación del tipo de colapso que se puede esperar y verificar si es la más adecuada. Por lo cual se requiere de modelos de componentes que capturen la respuesta inelástica hasta el inicio del colapso, y que éstos se validen contra pruebas experimentales.

Para modelar la inelasticidad de miembros estructurales existen diversas formas, algunas de las más empleadas para miembros tipo barra se pueden ver en la figura 1.4 (Deierlein, Reinhorn y Willford, 2010). En general la plasticidad de un miembro se puede considerar distribuida a lo largo de su sección transversal, a lo largo del miembro estructural, o concentrada en un punto en específico. En la figura 1.4 se ve una comparación de cinco modelos idealizados para considerar la respuesta inelástica en miembros viga-columna.

En las figuras 1.4(a) y 1.4(b) se consideran las deformaciones inelásticas concentradas en los extremos del miembro a través de una articulación plástica o un resorte inelástico, respectivamente. Al concentrar la plasticidad en elementos de longitud cero, a través parámetros que describan la curva momento-rotación del miembro, se pueden obtener formulaciones numéricas eficientes.

En las figuras 1.4(c), 1.4(d) y 1.4(e) se muestran formulaciones de plasticidad distribuida a lo largo de la sección o del miembro. En ellas se modela la variación de esfuerzos y deformaciones en la sección transversal y/o a lo largo de la longitud del miembro estructural.



**Figura 1.4— Idealización de elementos viga-columna.**  
Esquema adaptado de Deierlein, Reinhorn y Willford (2010)

Como su nombre lo indica, el modelo con articulación de longitud finita que se muestra en la figura 1.4(c) considera la plasticidad distribuida a lo largo de una longitud establecida que se encuentra en los extremos del miembro. La sección transversal en la longitud finita de la

articulación plástica se caracteriza por cumplir la hipótesis de Navier, que establece que las secciones planas permanecen planas a partir de relaciones de momento-curvatura no lineal. La longitud finita de las articulaciones plásticas facilita el cálculo de las rotaciones y la integración de las deformaciones a lo largo de la longitud de la articulación, además que captura la dispersión de la elasticidad de forma más realista que en los modelos de articulaciones concentradas.

El modelo de fibras que se muestra en la figura 1.4(d) considera que la plasticidad se distribuye por medio de integraciones numéricas a lo largo del miembro y de la sección transversal. Se definen modelos uniaxiales de materiales con el objetivo de caracterizar los esfuerzos y deformaciones no lineales en las secciones transversales. La teoría que establece que las secciones planas permanecen planas se aplica en las fibras. Los parámetros de la sección transversal se integran numéricamente en secciones discretas a lo largo de la longitud del miembro, utilizando funciones de desplazamiento o de interpolación de fuerza (Kunnath *et al.*, 1990, Spacone *et al.*, 1996). El modelo de fibras generalmente no reporta como tal las rotaciones de las articulaciones plásticas, sino que informa sobre las deformaciones en las fibras de la sección transversal.

El modelo más complejo es el de elementos finitos que se muestra en la figura 1.4 (e), el cual se discretiza a lo largo del miembro y a través de las secciones transversales en elementos finitos con propiedades constitutivas no lineales. Este nivel de modelado ofrece una aproximación más realista y aproximada al elemento físico, por lo mismo presenta una gran complejidad en términos de calibración de parámetros del modelo y recursos computacionales. De forma similar al modelo de fibras, las deformaciones calculadas a partir de elementos finitos pueden ser difíciles de interpretar considerando que la mayoría de los criterios de aceptación se informan típicamente en términos de rotaciones y deformaciones en las articulaciones.

Se debe tener en cuenta que, aunque los modelos de fibra y elementos finitos pueden representar un comportamiento más realista que los modelos concentrados, no son necesariamente capaces de modelar otros efectos, como la degradación, el pandeo y la fractura que pueden capturarse con los modelos más simples. Aunque las formulaciones de plasticidad distribuidas son muy buenas aproximaciones para modelar variaciones de esfuerzos y deformaciones a través de la sección y a lo largo del elemento, no son tan adecuadas para representar comportamientos locales importantes, como la degradación de resistencia, o la interacción no lineal de la flexión y el cortante, o el agrietamiento. Los modelos más adecuados para representar dichos comportamientos locales son los de plasticidad concentrada, ya que pueden capturar la respuesta de degradación no lineal de los miembros a través de la calibración usando datos de prueba experimentales y curvas de histéresis.

Así, para seleccionar el tipo de modelo de análisis es importante comprender el comportamiento esperado, las consideraciones del modelo, y la información que se desea conocer del análisis. Mientras que las formulaciones más sofisticadas parecen ofrecer mejores capacidades para modelar ciertos aspectos del comportamiento, los modelos simplificados pueden capturar de manera más efectiva la característica relevante con la misma o menor aproximación (Deierlein, Reinhorn, y Willford, 2010).

## 1.5 Organización de la tesis

La presente tesis se organiza en los capítulos que se resumen a continuación:

- En el capítulo 1 se plantea la problemática actual que se tiene debido a los sismos y cómo estos han afectado las estructuras en la Ciudad de México a lo largo del tiempo. Se expone el objetivo general y se hace mención de los objetivos específicos del trabajo. Se describen las propiedades mecánicas y dinámicas de las aleaciones con memoria de forma (SMA) y sus antecedentes. Finalmente se menciona la importancia de los análisis no lineales y una breve descripción de los diversos tipos de elementos para considerar la inelasticidad en los análisis.
- En el capítulo 2 se realiza el estado del arte acerca de las aplicaciones de las SMA como refuerzo o sistemas de rehabilitación en las estructuras. Además, se habla de algunos trabajos en los que intervino la aplicación de SMA en conexiones de acero y en sistemas de disipación de energía y los resultados que se obtuvieron.
- En el capítulo 3 se describe la conexión con refuerzo de SMA que se eligió para realizar la representación esquemática del modelo de componentes no lineales. Además, se muestra cuáles fueron los resultados obtenidos en las calibraciones y se explica a detalle las consideraciones que se tomaron en el modelo de la zona de panel, la conexión semirrígida con tendones de acero y la conexión semirrígida con tendones de nitinol.
- En el capítulo 4 se habla de la importancia y el objetivo de realizar análisis estáticos no lineales y cíclicos. Se detallan los perfiles y cargas de los marcos considerados para los análisis y los tipos de modelos no lineales empleados para realizar los marcos en OpenSees. Además, se menciona la metodología que se siguió y los resultados obtenidos en los análisis.
- En el capítulo 5 se establecen las conclusiones, recomendaciones y trabajos futuros que se obtienen y plantean después de realizar un análisis de los resultados obtenidos.
- El apéndice A contiene las líneas de comandos TCL que se utilizaron para generar los modelos de OpenSees que se emplearon para generar la zona de panel, las conexiones semirrígidas con barras de acero y nitinol, y los marcos de acero.
- Finalmente en el apéndice B se muestran las curvas momento rotación de vigas, columnas, zona de panel y conexiones resultado de los análisis cíclicos no lineales.

## 2 APLICACIONES DE SMA

### 2.1 Introducción

En el presente capítulo se realiza una breve descripción de algunas aplicaciones de las SMA en diversos sistemas estructurales, incluyendo puentes, vigas, techos y muros. Se describen algunos trabajos en los que intervienen aplicaciones de SMA para conexiones de acero y para sistemas de disipación de energía. El objetivo de este capítulo es reportar el estado del arte relacionado con las aplicaciones de las aleaciones con memoria de forma en el área de la Ingeniería Estructural y mostrar algunos aportes que los autores presentan en sus trabajos.

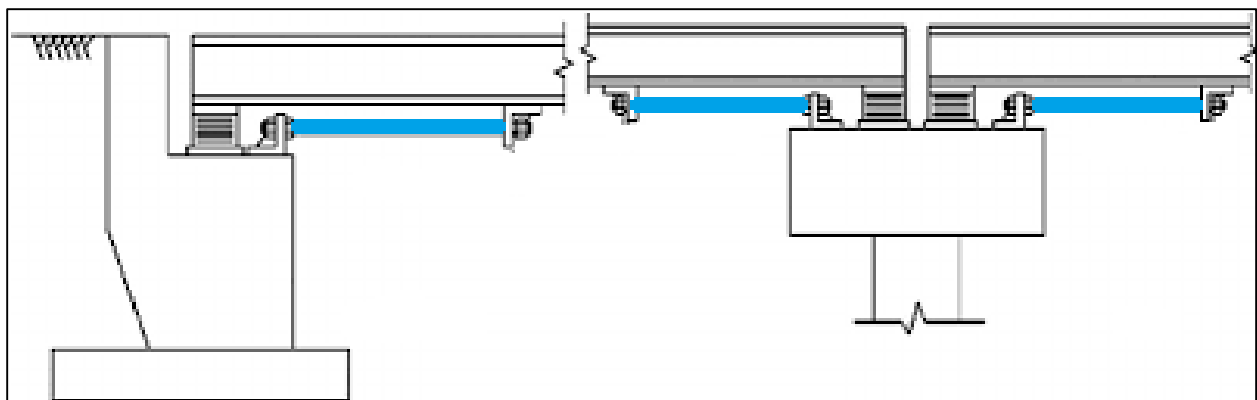
### 2.2 Aplicaciones en diversos sistemas estructurales

#### 2.2.1 Delemont (2001)

Realiza evaluaciones experimentales de las características de barras de SMA de diversos diámetros, seguidos por estudios analíticos que evalúan la eficacia del uso de restricciones de SMA para reducir la respuesta sísmica en puentes.

Delemont concluye en su estudio que la gama de diámetros de SMA probados (1.8 a 25.4 milímetros), mostró un buen comportamiento súper elástico. Sin embargo, hubo algunas diferencias moderadas en el módulo de elasticidad inicial, el esfuerzo en la meseta de carga, la deformación residual, la energía disipada y el amortiguamiento viscoso equivalente. Dichas variaciones las atribuye a la heterogeneidad de la composición del material, así como a la sensible variación de la curva esfuerzo-deformación a la temperatura.

La eficacia de las restricciones de SMA (figura 2.1) en puentes se evaluó a través de estudios analíticos de un puente de múltiples vías con apoyo simple y se encontró que las SMA en distintas fases son más efectivas en la reducción de los desplazamientos en comparación con los limitadores de cable de acero.



**Figura 2.1— Configuraciones de restricciones de SMA utilizados en los estribos (izquierda) y los pilares intermedios (derecha) de un puente (Delemont, 2001).**

### 2.2.2 Indirli (2001)

El campanario de la iglesia de Saint Giorgio localizado en Trignano, Italia fue reparado con éxito utilizando dispositivos que incorporan SMA en la estructura ya que presentó daños severos debido a un sismo de 4.8 en la escala de Richter el 15 de octubre de 1996. Se reparó por medio de la incorporación de barras verticales de acero para el pretensado en las esquinas internas de la estructura, con el fin de aumentar la resistencia a la flexión del campanario. Para facilitar la instalación, las barras de unión se segmentaron en seis, en cada sección se colocó un dispositivo SMA que fue postensado con una fuerza axial de 20 kN para mantener la compresión constante en la mampostería. El dispositivo SMA está compuesto por 60 cables súper elásticos de nitinol de 1 milímetro de diámetro y 300 milímetros de longitud. Los anclajes se colocaron en la parte superior e inferior de la torre. En la figura 2.2 se muestra una foto del campanario, un esquema de la modificación y una foto de un dispositivo SMA.

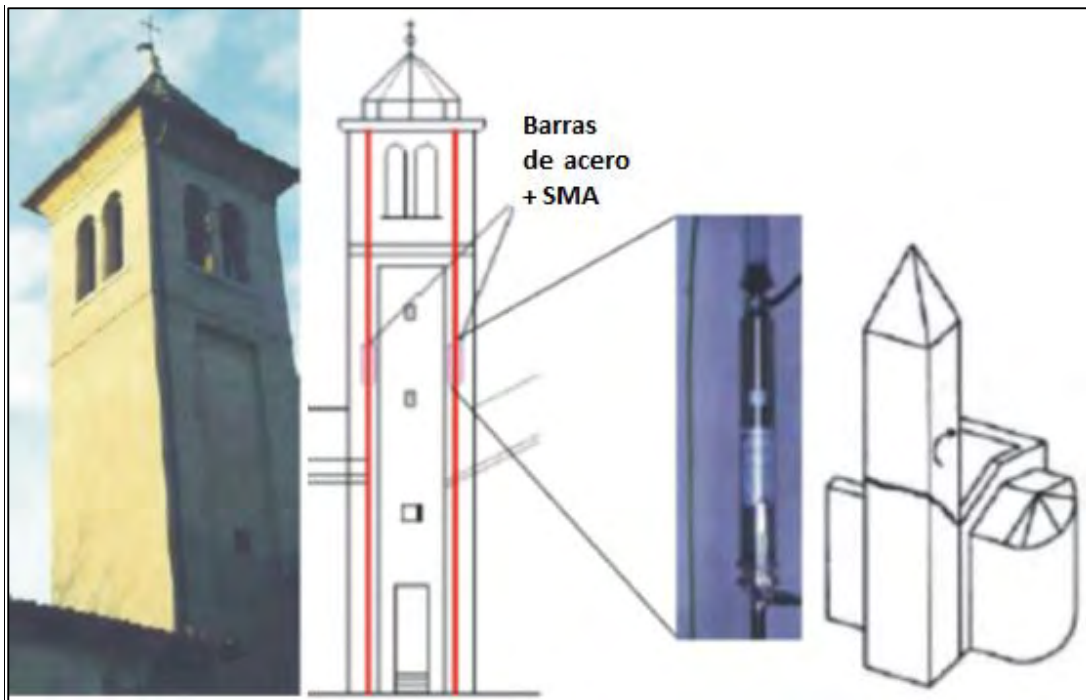
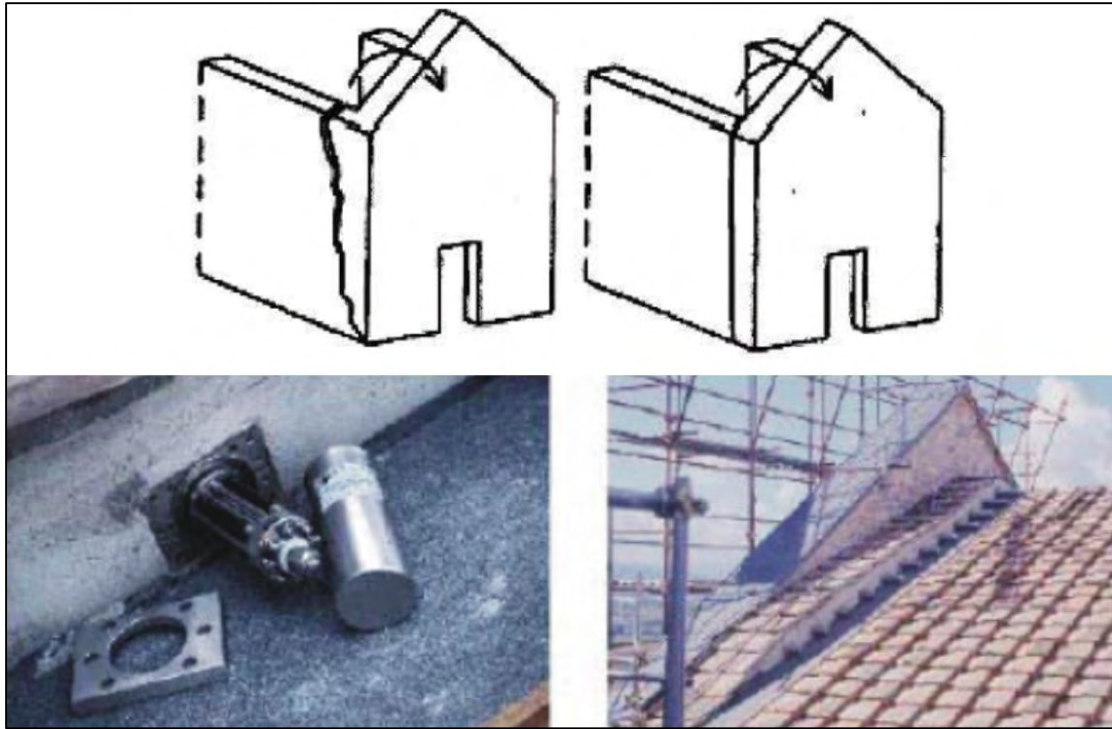


Figura 2.2— Adaptación del campanario de la iglesia de S. Giorgio (Indirli, 2001; Ocel *et al.*, 2002)

### 2.2.3 Croci (2001)

La Basílica de San Francisco en Assisi fue dañada gravemente por un sismo de 5.8 en la escala de Richter en septiembre de 1997. Los daños principales que se presentaron fueron el colapso del techo y la separación de la fachada, como se puede ver en la parte superior de la figura 2.3. Para rehabilitar la basílica se instalaron dispositivos que incorporan SMA. El dispositivo se colocó a lo largo de la intersección entre el techo a dos aguas y la pared, como se muestra en la parte inferior de la figura 2.3. El objetivo principal de los dispositivos de SMA es disipar la energía y limitar los desplazamientos (Ocel *et al.*, 2002).



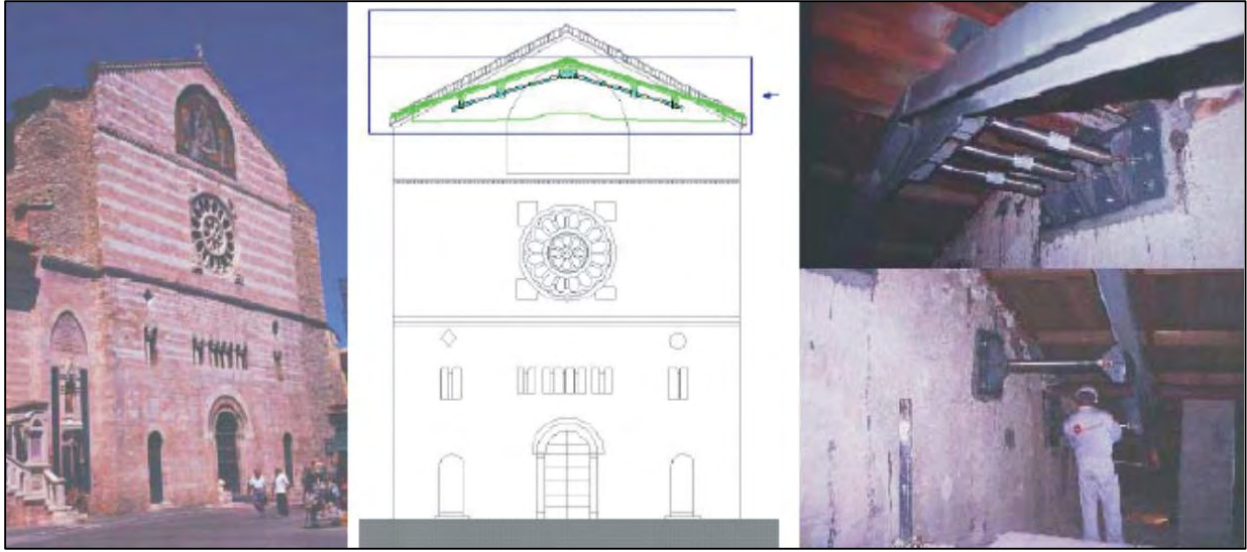
**Figura 2.3— Rehabilitación de la Basílica de San Francisco en Assisi y esquematización del daño que presentó (Crocì, 2001; Ocel *et al.*, 2002)**

#### **2.2.4 Castellano (2001)**

La catedral de San Feliciano en Foligno Italia, sufrió daño por el sismo de septiembre de 1997. La fachada, que presentó el mayor daño, fue rehabilitada por medio de un sistema de vigas de acero que se unió al techo por la parte interior de la catedral, y posteriormente se unió a la fachada a través de dispositivos de SMA. El sistema fue diseñado para evitar la inestabilidad de la fachada. En la figura 2.4 se puede ver la fachada de la catedral de San Feliciano y también el sistema de rehabilitación empleado en la catedral.

De acuerdo con Ocel *et al.* (2002) las catedrales en Italia se adaptaron con éxito utilizando dispositivos de aleación con memoria de forma. Estas modificaciones se probaron tanto analítica como experimentalmente para aumentar de manera efectiva la ductilidad de las estructuras de mampostería y reducir las aceleraciones de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos.





**Figura 2.4— Rehabilitación de la catedral de San Feliciano en Italia (Castellano, 2001; Ocel *et al.*, 2002)**

### **2.2.5 Soroushian (2001)**

Un puente de cuatro tramos ubicado en Michigan presentó agrietamiento en las vigas “T” y la calzada, debido a problemas constructivos relacionados con el acero de refuerzo el cual no era capaz de satisfacer los requerimientos a cortante. Para dar solución al problema se implementaron barras de SMA para unir las grietas. El proceso consistió en fijar ángulos de acero a la sección de concreto y colocar barras de SMA de 10.4 milímetros de diámetro y 355 milímetros de longitud dentro de los ángulos como se muestra en la figura 2.5 con el objetivo de que la fuerza producida por los tendones cerrara la grieta. Las barras de SMA se tensaron previamente con el objetivo de utilizar las fuerzas que se genera en la barra al recuperar su geometría para unir las grietas del puente.



**Figura 2.5— Rehabilitación del puente de cuatro tramos en Michigan (Soroushian, 2001; Ocel *et al.*, 2002)**



## 2.3 Aplicaciones de SMA en conexiones de acero estructural

### 2.3.1 Ocel et al. (2004)

Ocel *et al.* (2004) evalúan la factibilidad de una nueva conexión usando SMA en su fase Martensita. La conexión propuesta consiste en cuatro barras de nitinol (NiTi) que conectan el patín de la viga con el patín de la columna y sirven como mecanismo de transferencia de momento (figura 2.6). Se probaron dos conexiones a escala real utilizando el protocolo de carga SAC. La primera conexión fue diseñada por E-Sorb Systems, y la segunda por los investigadores en Georgia Institute of Technology. El diseño de las dos conexiones se basó en simplificar el análisis de fuerzas internas dentro de la conexión y explotar completamente las propiedades únicas de la SMA.

Los autores concluyen que las conexiones con barras de SMA exhibieron curvas de histéresis estable, sin degradación de resistencia hasta un nivel de distorsión del 4%. Las SMA tienen una capacidad de deformación muy alta, por lo que en rotaciones altas de la conexión la energía puede disiparse a través de las barras de SMA y no a través de la fluencia de vigas y/o columnas. El concepto de fusible de deformación se confirmó con estas pruebas ya que no se observó fluencia significativa en las secciones de viga y columna.

Posterior a las pruebas iniciales, las barras se calentaron para recuperar el desplazamiento residual y volvieron a ser probadas. Cada conexión mostró comportamiento histérico casi idéntico a la prueba inicial. En el ensayo posterior al efecto de memoria de forma, se sometió a ocho ciclos de distorsión del 4%. Los ciclos de histéresis de los ocho ciclos de distorsión fueron idénticos, sin pérdida de resistencia, rigidez o signos de fatiga. Esto implica que estas conexiones híbridas podrían reutilizarse después de un evento sísmico, si las barras pueden calentarse adecuadamente para iniciar el efecto de memoria de forma.

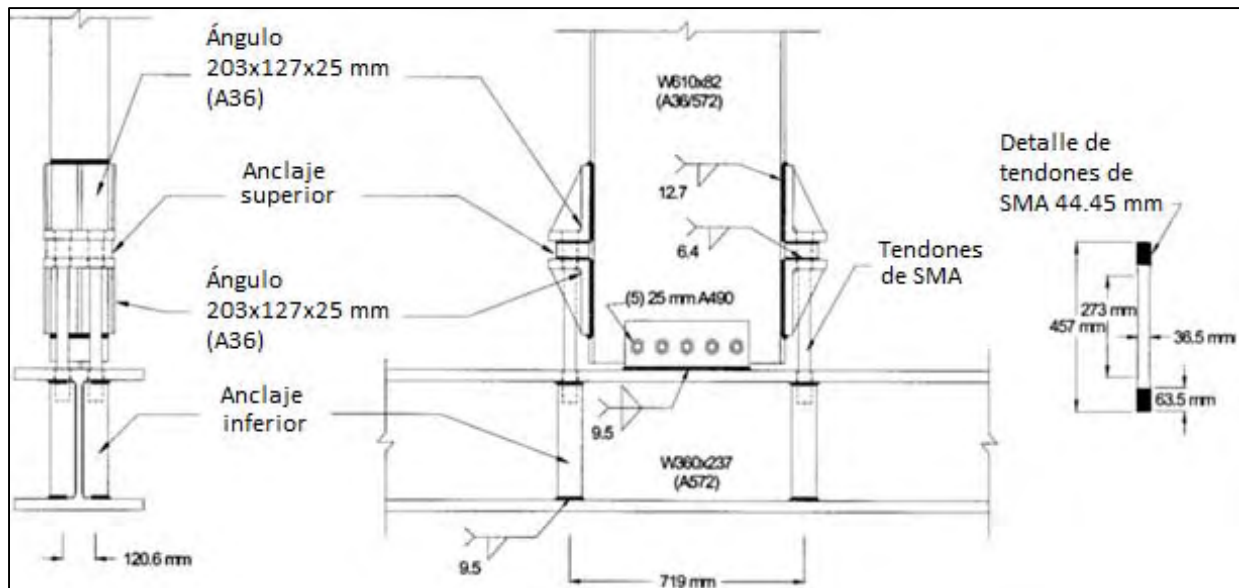


Figura 2.6—Detalles de la segunda conexión con SMA (Ocel *et al.*, 2004)

### 2.3.2 Hu y León (2008)

Los autores desarrollaron conexiones de acero viga-columna, reforzadas con SMA. Las columnas en el proyecto son secciones compuestas formadas por tubos de acero rellenos de concreto (figura 2.7). Todas las conexiones se diseñaron como rígidas.

El enfoque de diseño utilizado en esta investigación considera la posibilidad de integrar las barras de SMA con barras de acero regulares en las conexiones compuestas. Las barras de nitinol súper elástico se utilizan como elementos de unión en tensión, que sometidas a grandes deformaciones pueden proporcionar capacidad de recentrado.

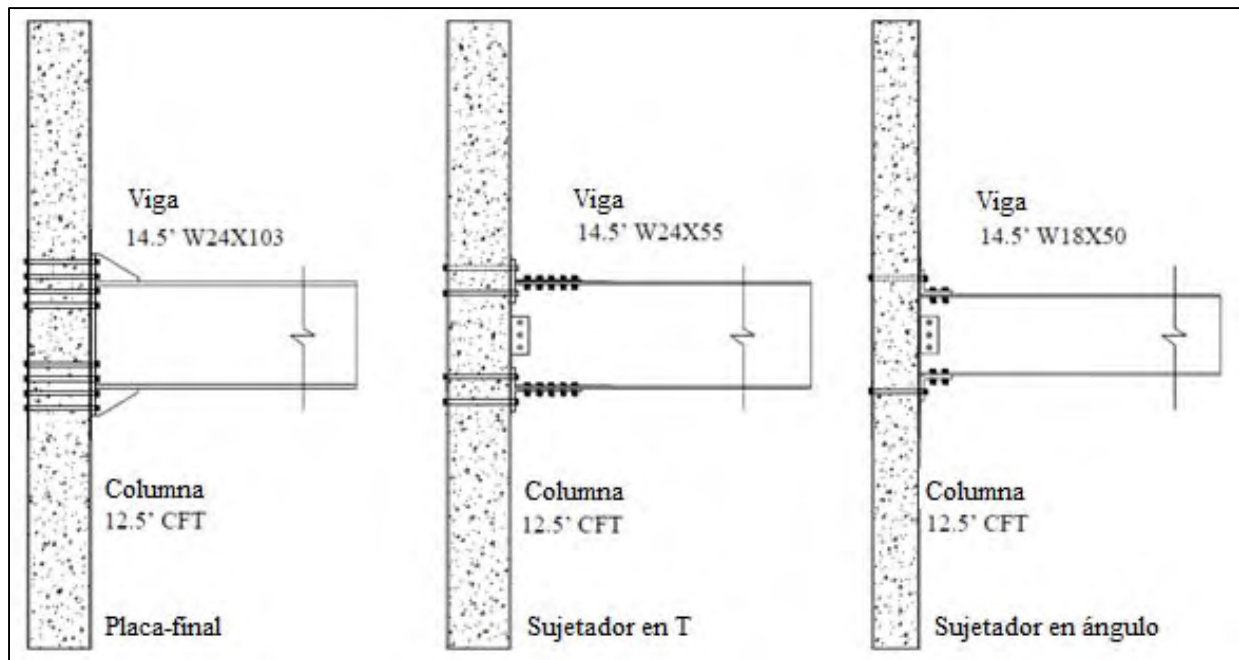


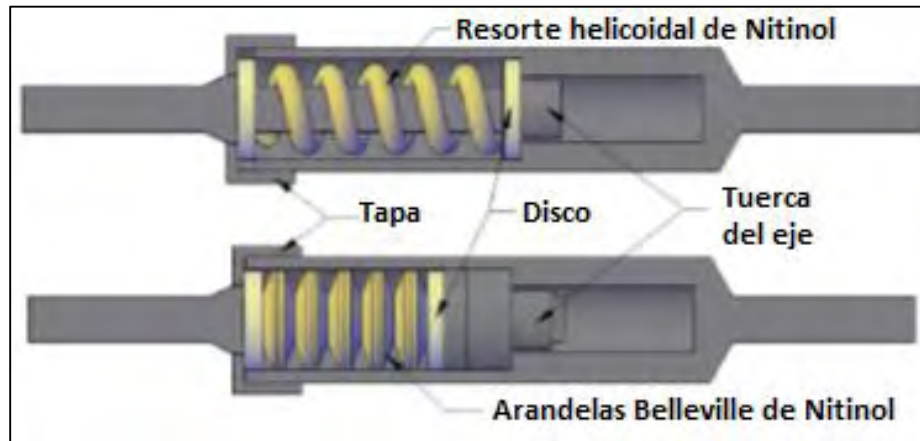
Figura 2.7—Configuraciones de conexiones con SMA evaluadas (Hu y Leon, 2008)

Los autores realizaron modelos en tres dimensiones con elementos finitos en el programa ABAQUS para analizar las conexiones propuestas. Dichos modelos se realizaron con la finalidad de proporcionar una comprensión detallada y precisa del comportamiento global de las conexiones, incluyendo las distribuciones de esfuerzos en las superficies de contacto.

De los análisis realizados los autores consideran que los modelos numéricos pueden representar bastante bien el comportamiento de las conexiones de manera que el número de pruebas experimentales necesarias para precalificar estas conexiones podría reducirse al mínimo. Los tres modelos de las conexiones viga columna presentaron comportamientos muy similares en los análisis.

### 2.3.3 *Speicher et al. (2010)*

Speicher *et al.* (2010) probaron experimentalmente tres aplicaciones estructurales diferentes. El primero era un amortiguador a tensión/compresión que utilizaba un resorte helicoidal de nitinol (NiTi) o arandelas Belleville (figura 2.8). Estas geometrías de nitinol no habían sido probadas; por lo tanto, las propiedades eran en gran parte desconocidas.



**Figura 2.8—Resorte helicoidal de nitinol y amortiguador con arandelas Belleville de nitinol (Speicher, 2010)**

Para la segunda parte del trabajo experimental, se investigó una conexión viga-columna interna parcialmente restringida que utiliza tendones de nitinol (figura 2.9). La conexión fue diseñada para concentrar toda la deformación inelástica en los tendones de SMA y luego recentrar debido a la súper elasticidad. La conexión demostró tener un buen recentrado y ductilidad, incluso después de haber sido sometida a un ciclo de 5% de distorsión.

Para la última parte del trabajo experimental, se desarrolló un sistema de refuerzo especial que utiliza una disposición de cuadrilátero articulado (figura 2.10). La disposición de cuadrilátero articulado permitió que los paquetes de alambre de SMA fueran puestos en paralelo con los amortiguadores, permitiendo así adaptar la cantidad de amortiguamiento. Los resultados experimentales del marco reforzado demostraron que se puede obtener demandas de deformación distribuidas más uniformemente para un sistema con SMA comparado con un sistema tradicional. Este trabajo experimental exploratorio destaca el potencial de aplicaciones estructurales basadas en SMA para mejorar el comportamiento sísmico y la resistencia de las conexiones.

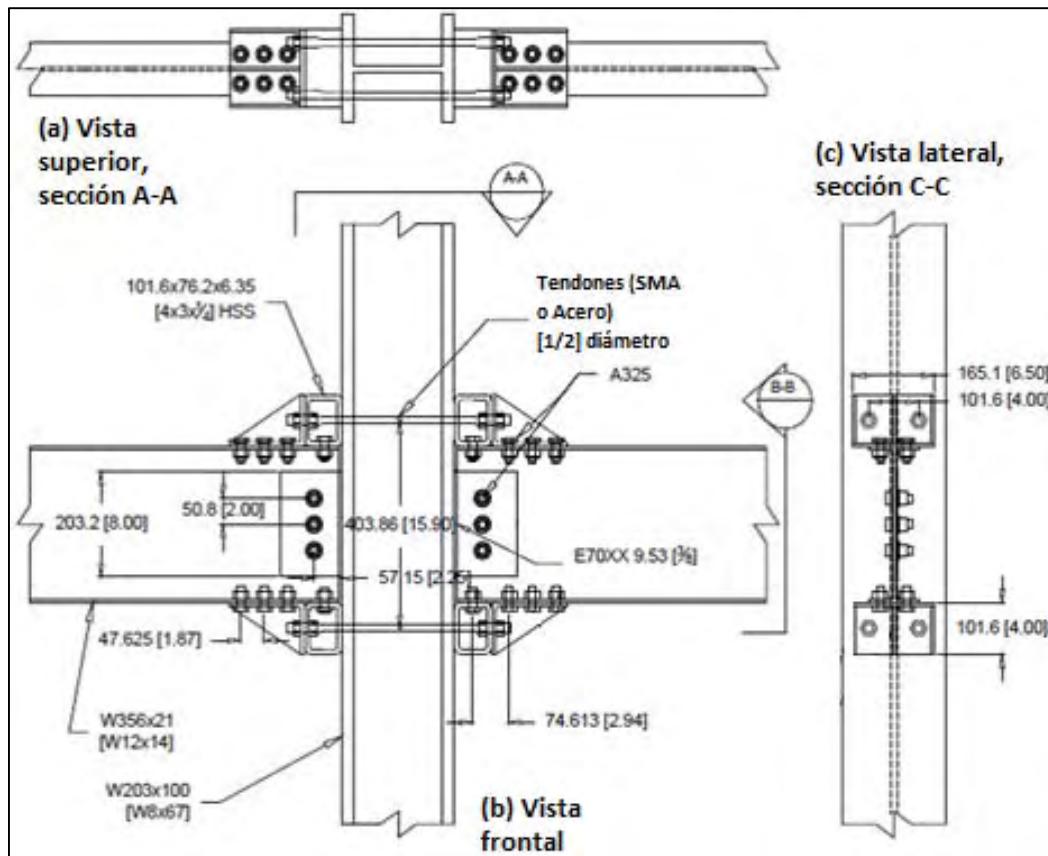


Figura 2.9—Conexión viga-columna parcialmente restringida con barras de nitinol o acero (Speicher, 2010)

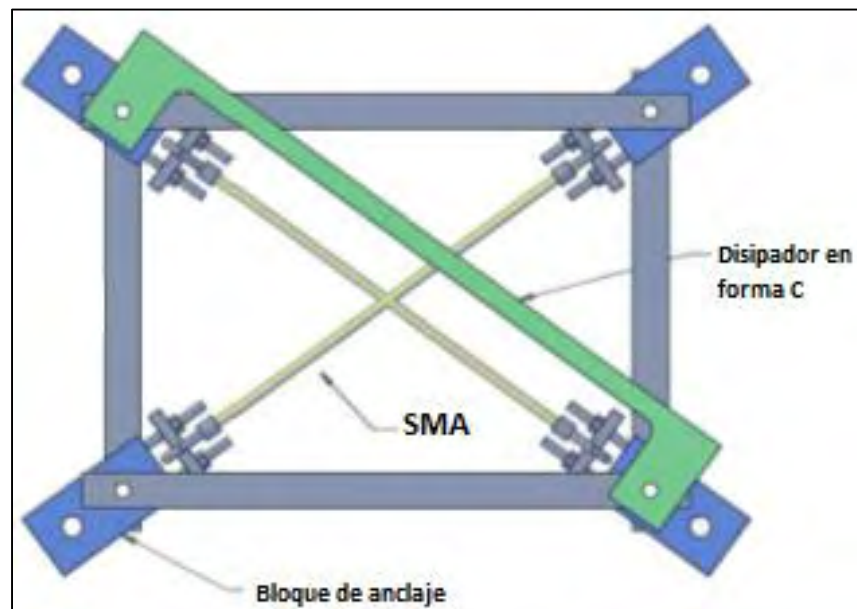


Figura 2.10—Configuración de cuadrilátero articulado con paquetes de alambres de SMA (Speicher, 2010)

#### 2.3.4 Barbero et al. (2004)

En este trabajo los autores estudian el comportamiento cíclico de la aleación de memoria de forma de Níquel-Titanio (NiTi) y de Níquel-Titanio-Cromo (NiTiCr). Comparan el comportamiento de un cable de NiTiCr con el comportamiento del cable de NiTi para determinar que SMA es más viable para poder aprovechar las propiedades únicas de las SMA en aplicaciones sísmicas.

Para el estudio se realizan muestras de NiTi y NiTiCr de 0.085 pulgadas de diámetro y 6.5 pulgadas de longitud como se puede ver en la figura 2.11. Los autores concluyen en este trabajo que, en general, las características cíclicas de las SMA NiTi y NiTiCr son bastante similares. La diferencia principal está en el módulo elástico inicial, que se calculó en 5,532 ksi para NiTi. y en 5,942 ksi para NiTiCr. Además, a partir de los resultados, se puede considerar que la variante de temperatura y velocidad de carga presenta una influencia importante en el estudio de las propiedades mecánicas de las aleaciones SMA.

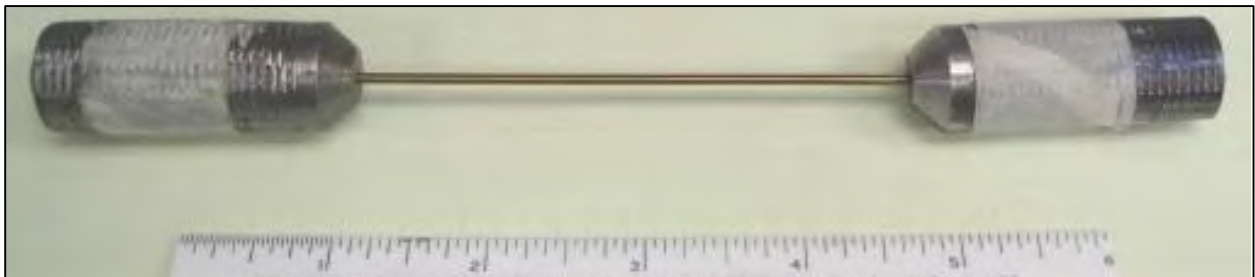


Figura 2.11— Especimen de SMA (Barbero, 2004)

#### 2.3.5 Penar et al. (2005)

Los autores evaluaron la viabilidad de incorporar barras de aleación con memoria de forma (SMA), en una conexión de acero semirrígida. Por esta razón se ensayó una conexión viga-columna de acero que utiliza tendones de nitinol como elementos de transferencia de momentos y se comparó con una conexión viga-columna similar pero que incorporaba tendones de acero A36. Las dos conexiones se sometieron a carga cíclica de acuerdo con el protocolo SAC. El trabajo experimental fue diseñado a partir de un modelado analítico de la conexión utilizando el programa de análisis DRAIN-2DX.

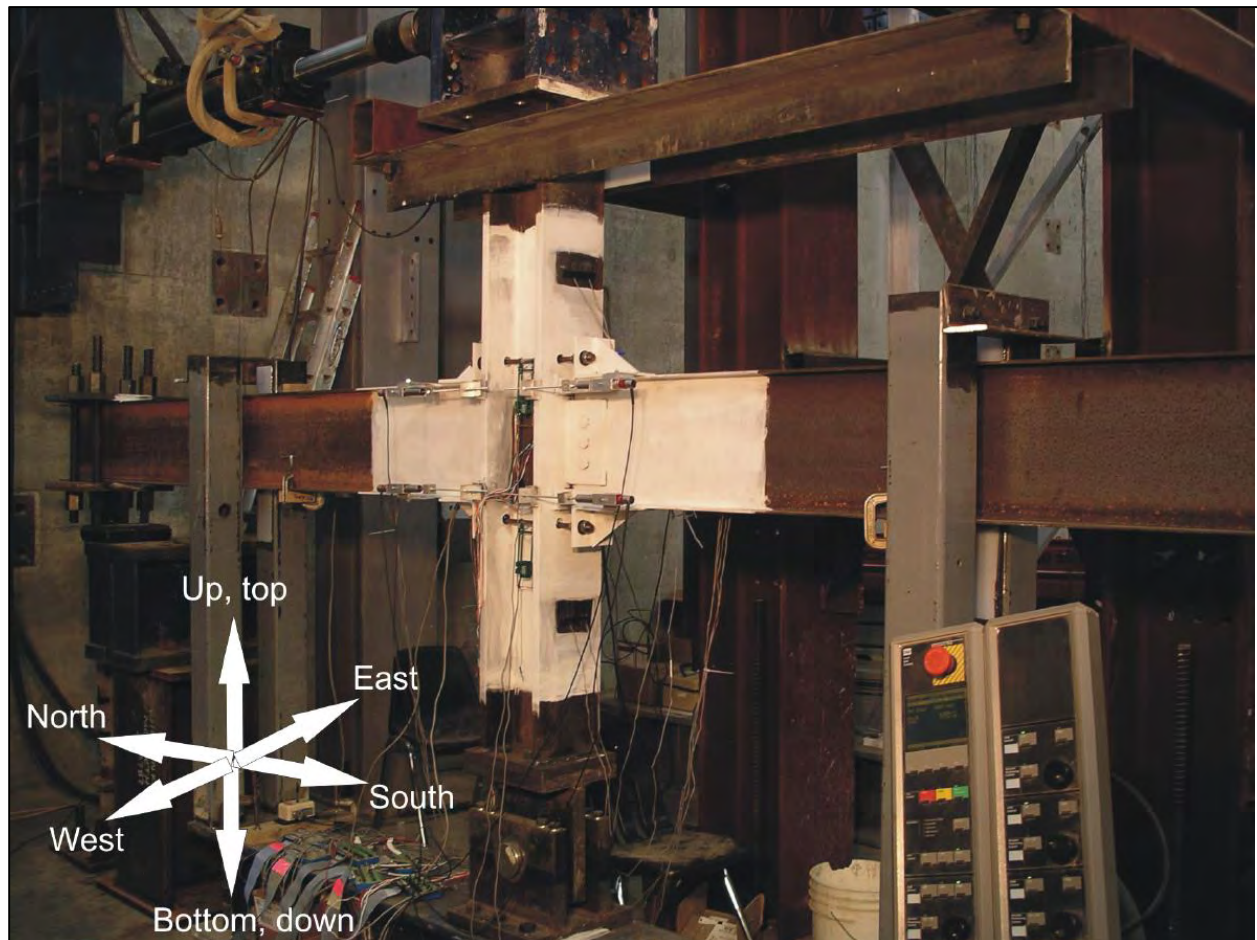
Las pruebas experimentales consistieron en tres ensayos realizadas en una conexión utilizando tendones de acero ASTM A36 y dos utilizando tendones de nitinol. Las conexiones del tendón de acero ASTM A36 que se probaron experimentaron deslizamiento en las vigas cuando los tendones de acero se comprimieron y empujaron contra sus soportes angulares. El deslizamiento aumentó la apertura en la unión del patín de la viga y el patín de la columna y condujo a una degradación de la rigidez en la respuesta ya que se necesitaron desplazamientos impuestos más grandes para activar los tendones de acero.

Los tendones de nitinol no desarrollaron una fuerza de compresión tan grande debido a sus propiedades materiales inherentes (pequeñas deformaciones residuales en la descarga), por lo tanto, el deslizamiento de los tendones fue un problema menor. La conexión súper elástica de



nitinol falló debido a la fractura de las soldaduras de los elementos de refuerzo del patín de la viga. La conexión súper elástica de nitinol ofreció capacidades significativas de disipación de energía y mostró capacidades de recentrado.

En este estudio, se concluyó que las pruebas analíticas y experimentales mostraron que la incorporación de nitinol en una conexión de acero puede ser un medio viable de proporcionar a la conexión la fuerza necesaria para considerarla como una conexión de resistencia parcial o *partial strength* (PS) y parcialmente restringida o *partially restrained* (PR). En la figura 2.12 se muestra una imagen del marco de carga y de la conexión probada por los autores.



**Figura 2.12— Conexión de acero semirrígida reforzada con tendones de acero ASTM A36 o nitinol (NiTi), así como esquema de soporte y de carga (Penar *et al.*, 2005)**

### 3 CALIBRACIÓN DE CONEXIONES CON BARRAS DE ACERO Y SMA

#### 3.1 Introducción

En este capítulo se describe la conexión que se eligió para realizar la representación esquemática en dos dimensiones de una conexión que incorpora SMA como refuerzo. Se decidió utilizar la conexión que a continuación se presenta debido a que fue analizada y probada experimentalmente con refuerzos de acero y nitinol lo que facilita la comparación de las respuestas de ambos materiales. Además, en el presente capítulo se explica a detalle las consideraciones que se tomaron en los modelos de componentes no lineales realizados en el programa OpenSees (2018) y los resultados obtenidos de los análisis.

#### 3.2 Descripción de la información experimental

Las conexiones de acero que se calibran en esta sección se ensayaron en el laboratorio de estructuras del Georgia Institute of Technology por Penar, DesRoches y Leon (2005). Las conexiones incorporan barras de nitinol súper elástico debido a sus propiedades mecánicas y barras de acero ASTM A36, con el objetivo de comparar sus comportamientos ante cargas cíclicas. Las siguientes secciones describen la configuración de estas pruebas, el protocolo de carga empleado, y las especificaciones de las conexiones con tendones de acero y SMA ensayadas por los autores.

##### 3.2.1 Configuración de la prueba

La configuración geométrica de la conexión viga-columna consiste en dos vigas con apoyo simple en uno de los extremos y conectadas a una columna en el extremo opuesto a el apoyo, la columna presenta un apoyo articulado en la base; el ensamble representa una conexión interior de un marco rígido ante cargas laterales, donde las condiciones de apoyo se sitúan en los puntos de inflexión ( $M = 0$ ). En la parte superior de la columna se aplican desplazamientos de acuerdo con el protocolo SAC, el cual se menciona en la siguiente sección. Un esquema del ensamble de la conexión se muestra en la figura 3.2 y su idealización en la figura 3.1. La figura 3.3 muestra un esquema de la configuración del soporte lateral de la prueba que se utilizó para evitar el movimiento fuera del plano de la parte superior de la columna de ensayo.



Figura 3.1— Idealización del esquema de la prueba experimental (Penar *et al.*, 2005)

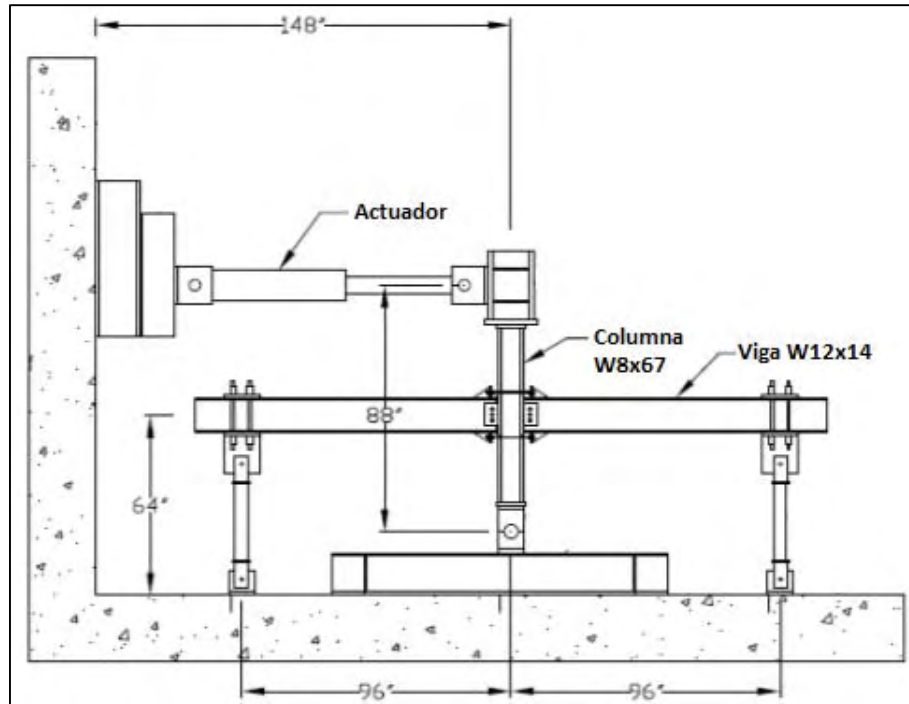


Figura 3.2— Esquema del ensamble de la conexión y configuración de la prueba (Penar *et al.*, 2005)

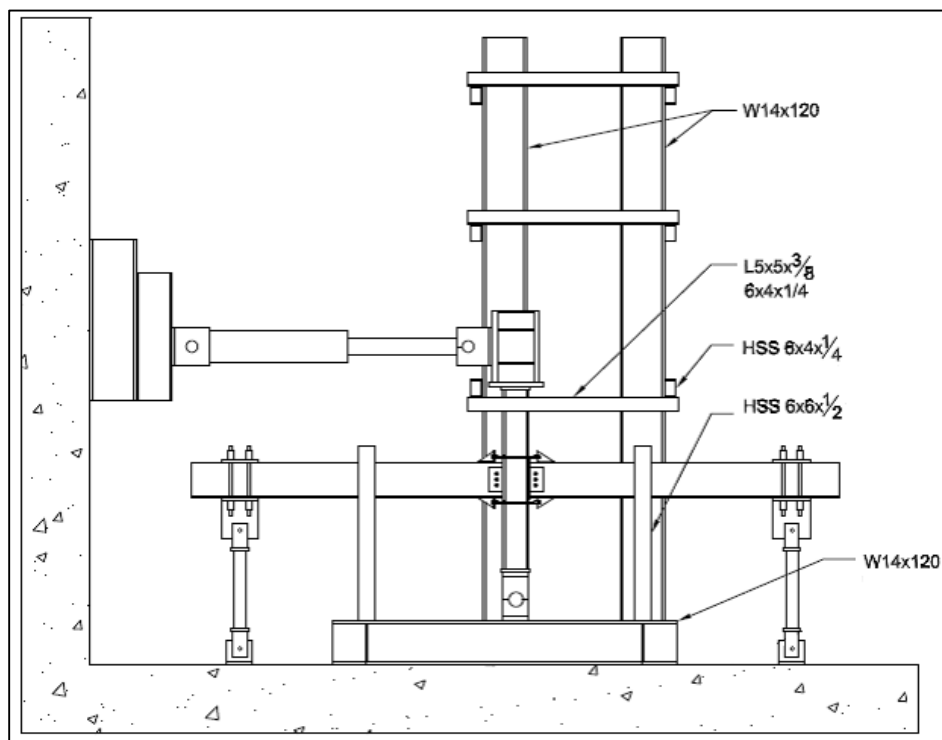


Figura 3.3— Sistema de soporte lateral para la prueba (Penar *et al.*, 2005)



### 3.2.2 Protocolo de carga

Para generar el protocolo de carga se conectó un actuador hidráulico a la parte superior de la columna. El actuador MTS Modelo 243.45 tiene una capacidad de 649.6 kN (146 kips) en compresión y 444.9 kN (100 kips) en tensión con una longitud de carrera de 762 mm. (30 in). El actuador se controló mediante un controlador MTS Test Star II, y un software TestWare-SX que permite especificar la velocidad de carga, los límites de desplazamiento objetivo y el número de ciclos durante la prueba.

El protocolo de carga en las pruebas consistió en un aumento de los ciclos de deformación de acuerdo con el protocolo SAC. El parámetro utilizado para controlar la historia de carga es el ángulo de distorsión. Para el esquema de carga utilizado en la conexión, el ángulo de distorsión se calcula como la deflexión lateral de la columna dividida entre su altura. Se utilizó el actuador hidráulico para el control de desplazamientos aplicados en la parte superior de la columna. La carga se considera cuasi-estática con una velocidad de 50.8 mm (2 in) de deflexión lateral de la columna por minuto. La Tabla 3.1 muestra el protocolo de carga utilizado en las pruebas.

**Tabla 3.1 — Protocolo de carga SAC (Penar, 2005)**

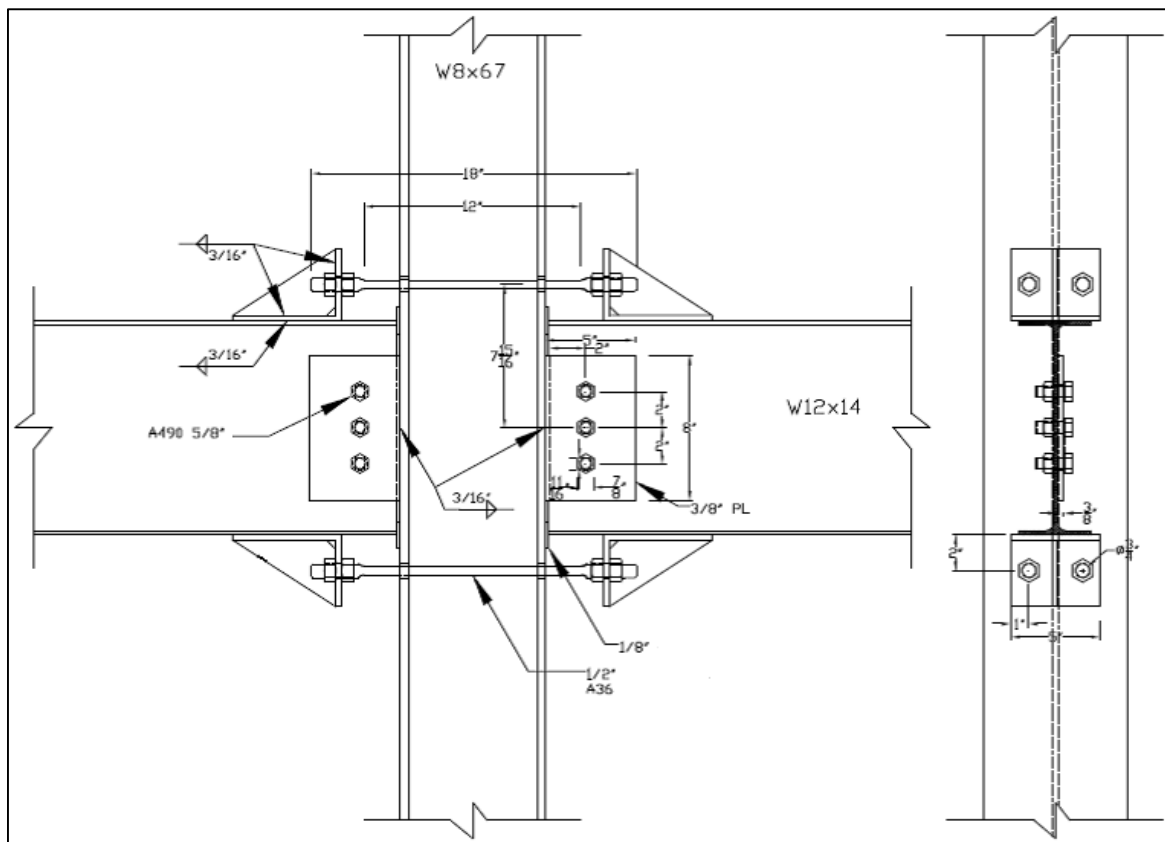
<i>Paso de carga</i>	<i>Número de ciclos</i>	<i>Distorsión (rad)</i>
1	6	0.00375
2	6	0.00500
3	6	0.00750
4	4	0.01000
5	2	0.01500
6	2	0.02000
7	2	0.03000
8	2	0.04000

### 3.2.3 Especificaciones de la conexión con tendones de acero ASTM A36

El espécimen de la conexión con tendones de acero ASTM A36 (figura 3.4) que reporta Penar *et al.*, (2005) consiste en vigas IR310x21 (W12x14) y una columna IR200x100 (W8x67) de acero ASTM A36. Esta configuración permitió una conexión con viga débil – columna fuerte. Las barras de acero ASTM A36 que pasan a través de la columna actuaron como elementos de transferencia de momentos, mientras que la placa de unión entre la viga y la columna fue para transferir únicamente cortante. Con el fin de asegurar que los tornillos en la placa de cortante no transfieran momento, se utilizaron orificios ranurados largos para permitir la rotación, por lo que el comportamiento de la conexión es regido por la abertura en la unión entre la viga y la columna. La placa de cortante que se suelda al patín de la columna es de 127×203×9.5 mm. ( $5 \times 8 \times \frac{3}{8}$  pulg.), con orificios ranurados largos para tornillos ASTM A490 de 15.8 mm. ( $\frac{5}{8}$  pulg.) de diámetro para la conexión con el alma de la viga.

Los tendones de acero ASTM A36 pasan a través de agujeros de 20.6 mm. ( $\frac{13}{16}$  pulg.) de diámetro perforados a través de la columna, los cuales se unen a anclajes de ángulo reforzado por tuercas que se atornillan en los extremos roscados de los tendones. Los ángulos rígidos son de sección LD152×101×7.9 mm. ( $L6 \times 4 \times \frac{5}{16}$  pulg.) con ángulo de refuerzo de 6.3 mm. ( $\frac{1}{4}$  pulg.).

En la unión entre el patín de la columna y el patín de la viga se añadieron calzas de acero para acoplar los tendones a bajos niveles de rotación.



**Figura 3.4— Detalle de la conexión con tendones de acero ASTM A36 (Penar *et al.*, 2005)**

### 3.2.3.1 Pruebas en probetas de acero ASTM A36

Para obtener mejor comprensión de las propiedades mecánicas de los tendones, los autores realizaron pruebas en las barras de acero ASTM A36. Las características de las muestras corresponden a lo que indica la norma ASTM E8 para ensayos de tensión de materiales metálicos. Para este ensayo, los valores de la deformación unitaria se obtuvieron a partir de un extensómetro hasta el 2%. En los resultados de las pruebas se reportan las barras de acero ASTM A36 con un límite elástico de 362.1 MPa (52.5 ksi), un módulo de elasticidad de 214.2 GPa (31,060 ksi), una resistencia a la fractura de 565.5 MPa (82.0 ksi), y una deformación final del 35.3% como se muestra en las figuras 3.5.

Posteriormente, se realizó una prueba cíclica sobre una barra de acero ASTM A36, con el fin de imitar la historia de desplazamiento que presentan los tendones de acero ASTM A36 durante la prueba de la conexión. La figura 3.6 ilustra la respuesta histerética, la cual confirma grandes deformaciones residuales en los puntos de esfuerzo cero debido a la descarga elástica del material.

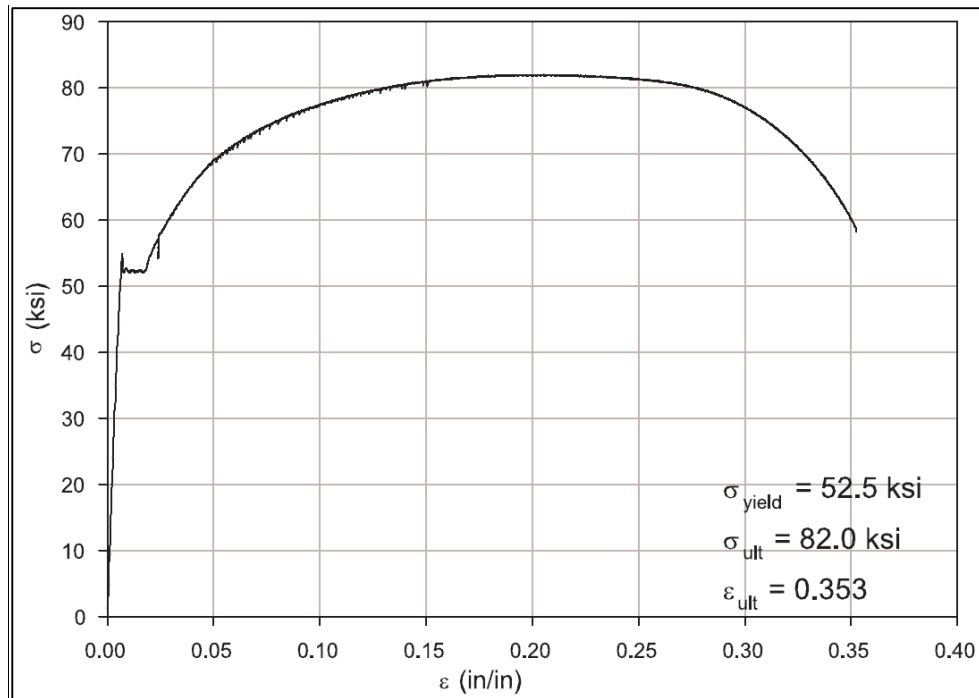


Figura 3.5— Diagrama esfuerzo ( $\sigma$ ) – deformación ( $\epsilon$ ) de acero ASTM A36 (Penar *et al.*, 2005)

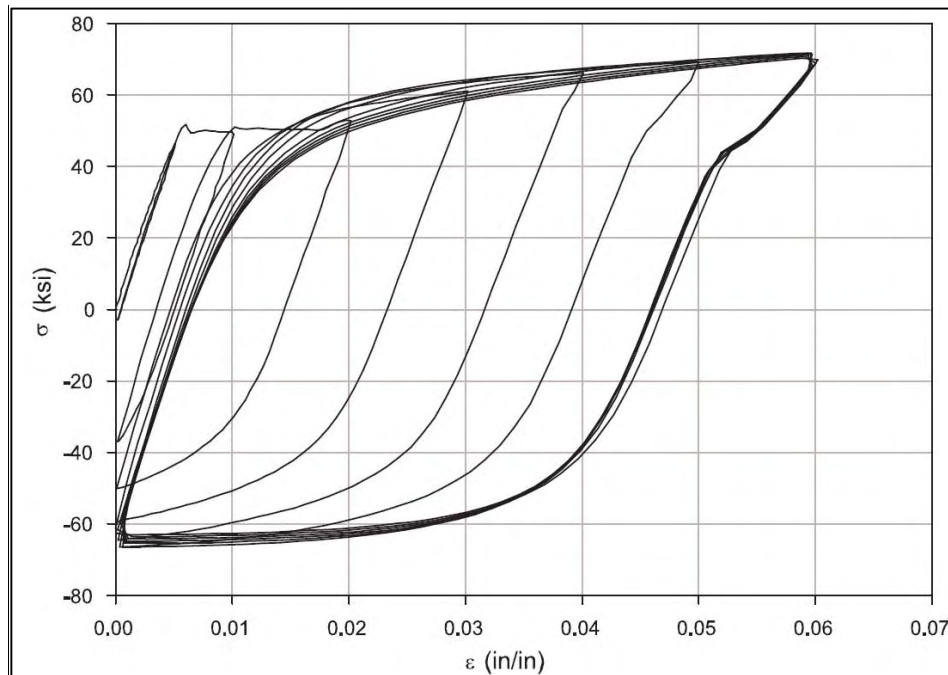
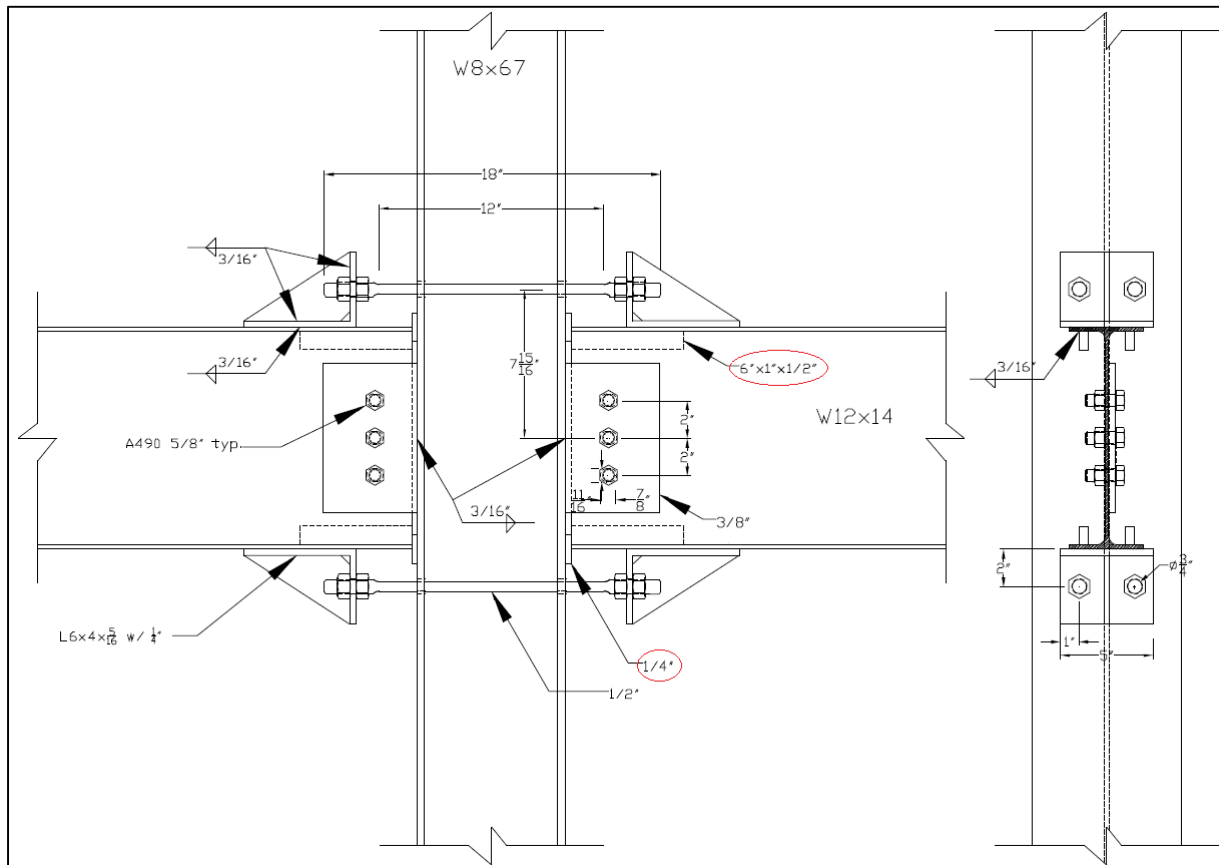


Figura 3.6— Diagrama esfuerzo ( $\sigma$ ) - deformación ( $\epsilon$ ) cíclico de acero ASTM A36 (Penar *et al.*, 2005)

### 3.2.4 Especificaciones de la conexión con tendones de SMA

En la conexión con tendones de nitinol súper elástico se utilizan las mismas secciones de la conexión con barras de acero ASTM A36. Los cambios consisten en la incorporación de barras de acero de 152×25×12.7 mm. (6×1× $\frac{1}{2}$  pulg.) para reforzar y rigidizar los patines de las vigas, y el uso de placas de 12.7 mm. ( $\frac{1}{4}$  pulg.) en la unión del patín de la columna y el patín de la viga para reducir la abertura en esta unión. La figura 3.7 muestra una imagen de la conexión con tendones de nitinol en la que se resalta las modificaciones que se hicieron en color rojo.

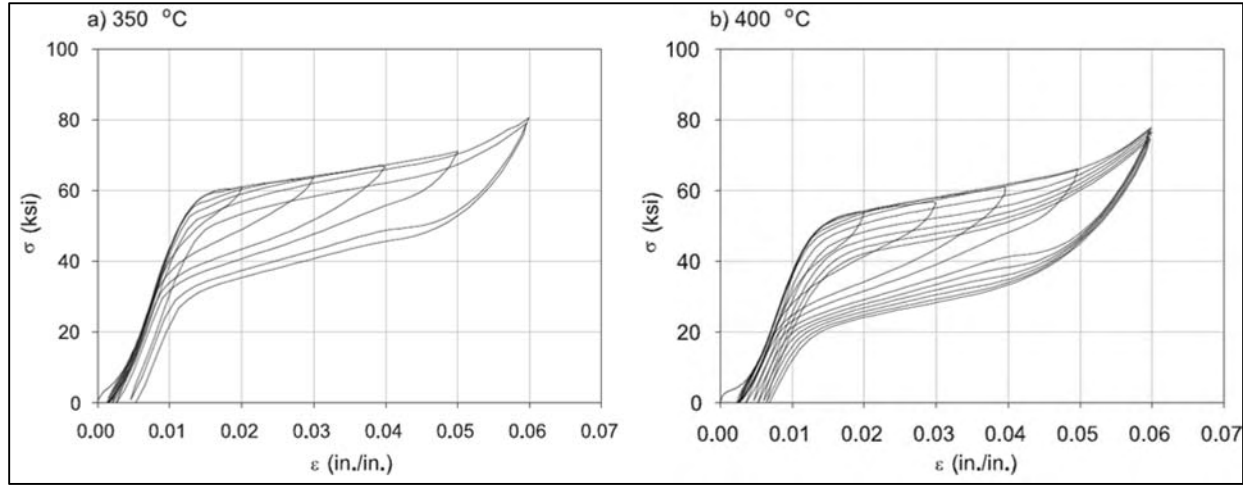


**Figura 3.7— Detalle de la conexión con tendones de SMA y modificaciones (Penar *et al.*, 2005)**

#### 3.2.4.1 Pruebas en probetas de SMA

Se realizaron pruebas en barras de nitinol súper elástico de 0.5 pulgadas de diámetro. Cada muestra tenía una composición de 55.95% en peso de Níquel y el resto en Titanio. Al igual que los tendones de acero A36, los tendones de nitinol súper elásticos se sometieron a una prueba pseudoestática. Los gráficos esfuerzo - deformación de las pruebas en los tendones súper elásticos se presentan en la figura 3.8. En la comparación realizada por los autores entre las muestras se encontró una variación en el módulo de elasticidad, amortiguamiento y deformación residual de las pruebas. La muestra tratada térmicamente a 400 °C mostró un módulo elástico más pequeño, pero un amortiguamiento más grande. Ambas muestras permanecieron por debajo del 1% de deformación residual, lo que es adecuado para las aplicaciones establecidas por los

autores. La temperatura elegida para este estudio fue de 400 °C, ya que proporcionó una capacidad de amortiguamiento mayor.



**Figura 3.8— Diagrama esfuerzo ( $\sigma$ ) - deformación ( $\varepsilon$ ) de tendones de nitinol súper elástico sometidos a distintas temperaturas (Penar et al., 2005)**

### 3.3 Calibración

#### 3.3.1 Zona del panel

##### 3.3.1.1 Modelo de Krawinkler

La zona del panel se modela utilizando el enfoque de Gupta y Krawinkler (1999), el cual consiste en ocho elementos rígidos biarticulados que forman un paralelogramo en cuya esquina se conecta un resorte rotacional para considerar la distorsión a cortante en el panel; en las tres esquinas restantes del panel se colocaron nodos dobles para liberar el giro y formar articulaciones con rigidez cero, como se observa en la figura 3.10. Los efectos inelásticos del resorte rotacional se consideran mediante un material histerético (*Hysteretic Material*) de la librería de OpenSees (2018), el cual exhibe un comportamiento tri-lineal como lo muestra en la figura 3.9, aunque no considera deterioro de rigidez y resistencia. Los 8 elementos que conforman el panel son elásticos con alta rigidez axial y flexión. Los efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$  fueron ignorados por no inducir ningún efecto de segundo orden en el comportamiento de la conexión. Los parámetros del diagrama tri-lineal cortante-distorsión que reproduce el comportamiento del panel se obtienen con las ecuaciones 3.1 a 3.4.

$$V_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (A_{eff}) = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (0.95 d_c t_{cw}) \quad (\text{Ecuación 3.1})$$

$$\gamma_y = \frac{F_y}{G\sqrt{3}} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

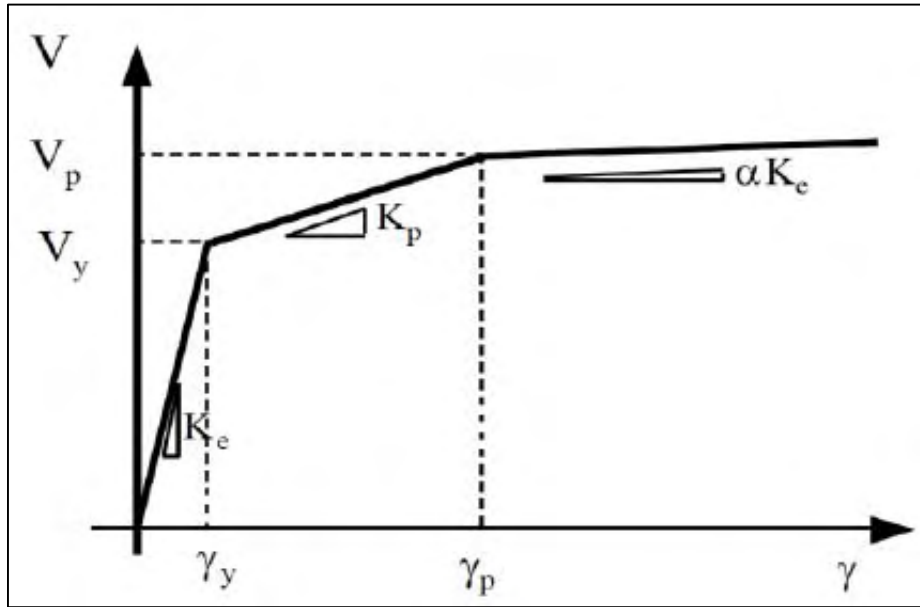
$$k_e = \frac{V_y}{\gamma_y} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

donde  $V_y$  es la resistencia a la fluencia del panel,  $F_y$  es la resistencia a la fluencia del material,  $A_{eff}$  es el área efectiva a cortante del panel,  $d_c$  es el peralte de la columna,  $t_{cw}$  es el espesor del alma de la columna incluyendo placas de refuerzo,  $\gamma_y$  es la distorsión de fluencia,  $k_e$  es la rigidez elástica del panel, y  $G$  es el módulo de cortante del material de la columna.

La resistencia plástica a cortante,  $V_p$ , después de la fluencia proviene de los patines de la columna, particularmente de las esquinas del panel, las cuales tienen que flexionarse debido a la distorsión por cortante. La resistencia plástica a cortante se determina como:

$$V_p = V_y \left( 1 + \frac{3k_p}{K_e} \right) \approx 0.55F_y d_c t_{cw} \left( 1 + \frac{3b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

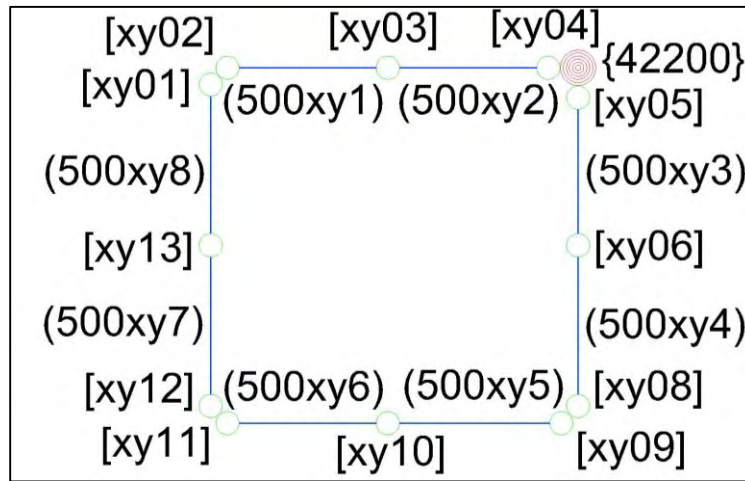
donde  $k_p$  es la rigidez después de la fluencia,  $b_{fc}$  es el ancho del patín de la columna, y  $t_{fc}$  es el espesor del patín de la columna. Esta resistencia se asume válida hasta una deformación de  $4\gamma_y$ , y donde después se considera un endurecimiento por deformación del 3% de la rigidez inicial.



**Figura 3.9— Diagrama tri-lineal cortante-distorsión para modelar el resorte rotacional de la zona del panel**

La nomenclatura para la representación esquemática de la zona de panel típica realizada en el programa OpenSees se muestra en la figura 3.10. La etiqueta de elemento del panel se muestra entre paréntesis en la figura 3.10, y se genera a partir del número “500” que representa que es un elemento que pertenece al panel, la letra “x” y “y” representan el número de eje vertical y

horizontal donde se encuentra ubicada la zona de panel, y las dos cifras siguientes son el número de elemento. La etiqueta de los nodos se muestra entre corchetes, y se crea con la letra “x” y “y” que representan el número de eje vertical y horizontal donde se encuentra ubicado el panel, y los dos dígitos siguientes representan el número de nodo. Por último, la etiqueta de elemento de longitud cero que se genera para modelar la distorsión a cortante se encuentra entre llaves, y se forma a partir del número “4” y con la letra “x” y “y” que representan el número de eje vertical y horizontal donde se encuentra ubicado el panel. Es necesario mencionar que el resorte es un elemento de longitud cero, pero su tamaño es muy exagerado en la figura 3.10 para brindar mayor claridad.



**Figura 3.10— Nomenclatura y representación esquemática de la zona de panel típica en el modelo no-lineal**

### 3.3.1.2 Calibración de la zona de panel

Para garantizar que el modelo no-lineal que se realiza en el programa OpenSees reproduzca adecuadamente el comportamiento del panel, éste se calibra con una prueba experimental que documenta Lee *et al.* (2005). La prueba experimental consiste en someter una conexión de acero con sección reducida de viga al protocolo de carga SAC que se muestra en la Tabla 3.1.

Cabe mencionar que el autor sometió a prueba ocho especímenes, en los que varía las secciones y el tipo de conexión viga-columna entre soldada y atornillada. El espécimen que se utilizó en la calibración se muestra en la figura 3.11, el cual está formado por una columna IR432×403 (W17×271 o H428×407×20×35) y una viga IR686×183 (W27×123 o H700×300×13×24). El acero que se emplea en la viga tiene un límite elástico mínimo de 235 MPa (34 ksi), y la columna con un límite elástico mínimo de 324 MPa (47 ksi). De acuerdo con el autor, el límite elástico esperado se calculó con un factor  $R_y$  de 1.33 con la expresión que se muestra a continuación.

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

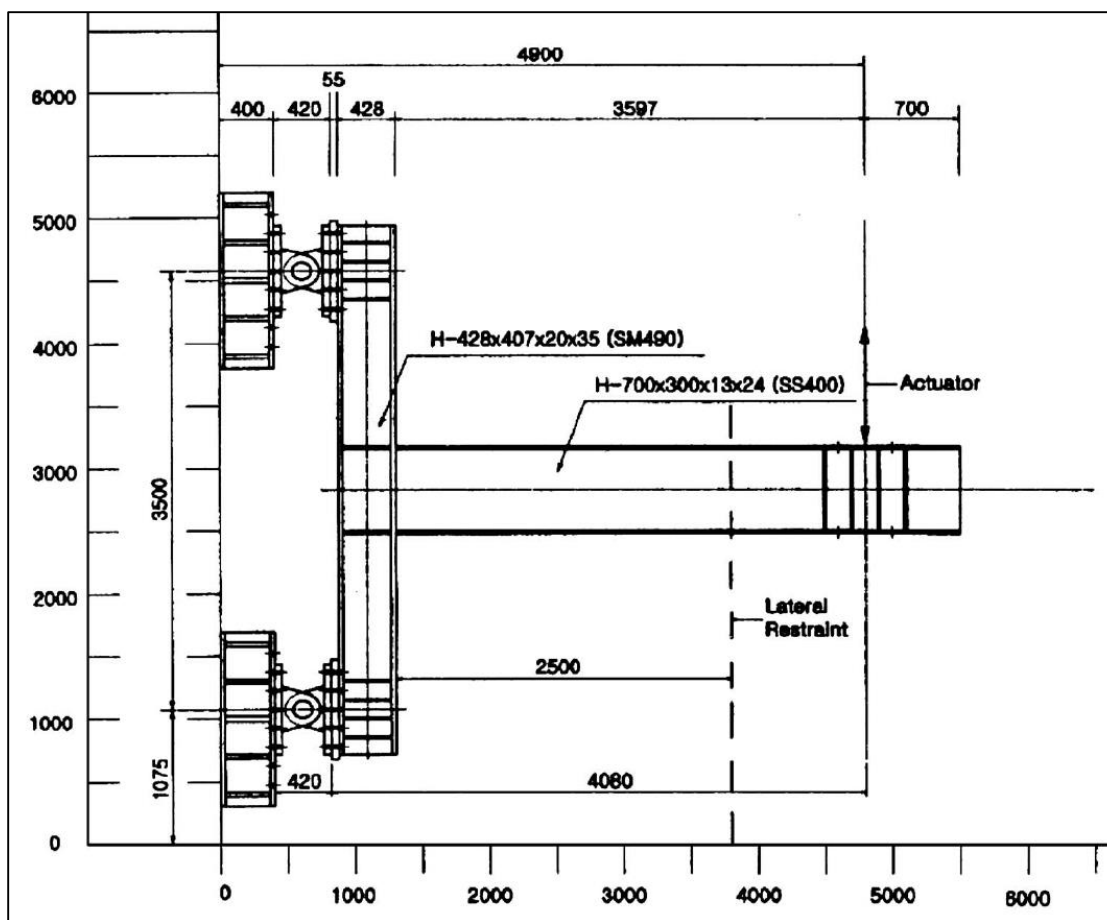
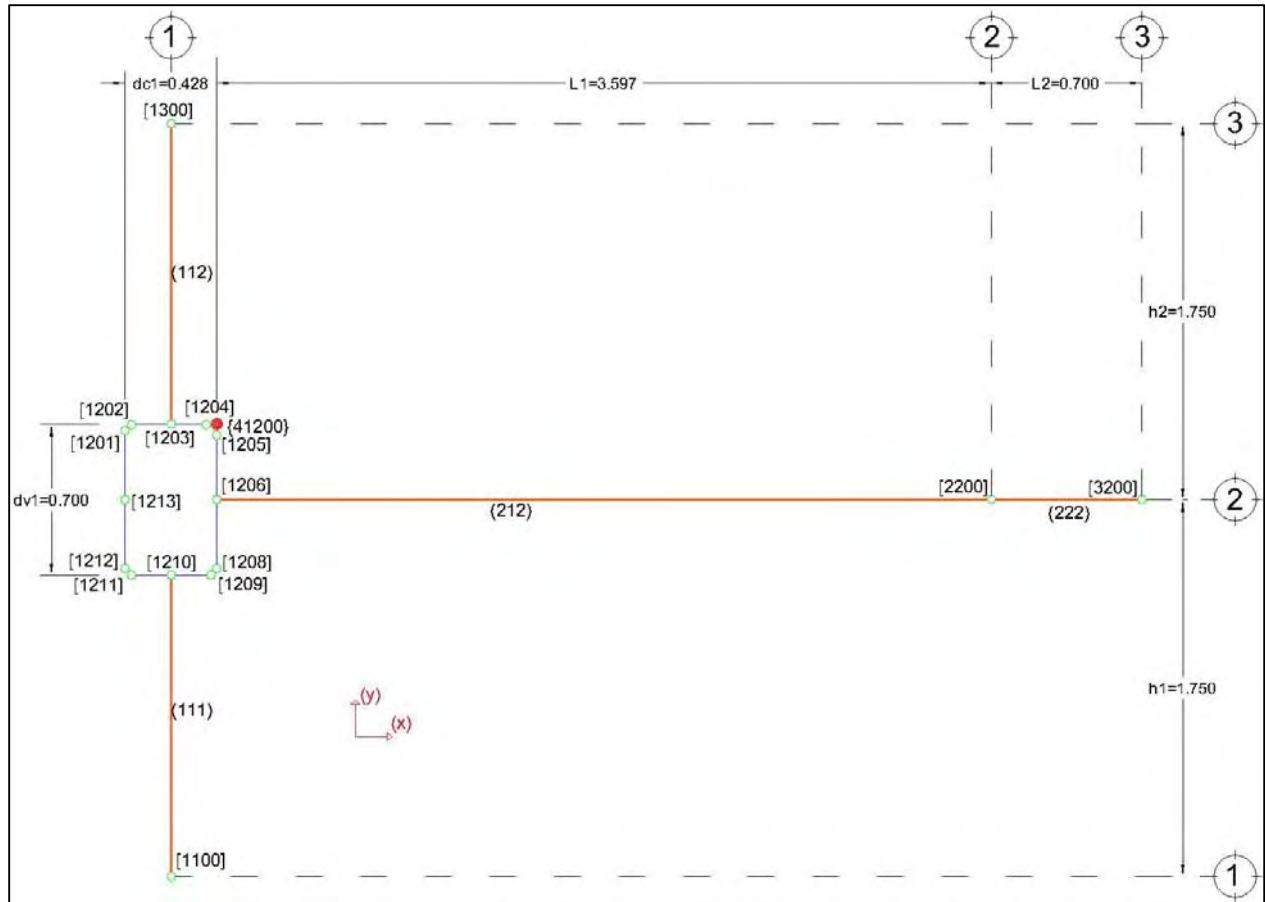


Figura 3.11— Esquema de carga y apoyos de la prueba experimental. Cotas en milímetros (Lee *et al.*, 2005)

En la figura 3.11 se ilustra un esquema detallado de la geometría que se emplea para modelar la conexión de Lee *et al.* (2005). Para formar el modelo de OpenSees se generó la viga y la columna con elementos fibra considerando las secciones trasversales “I” que se mencionan previamente. Como se observa en la figura 3.12, las etiquetas que definen las columnas inician con un número “1”, siguiendo un número que define la ubicación en el eje vertical y otro que define el eje horizontal. Para el caso de las etiquetas para las vigas se considera al inicio un número “2”, seguido por el número que define el eje vertical y al final un número que define el eje horizontal. El eje considerado para generar las etiquetas de vigas y columnas es el que se encuentra al inicio de cada elemento. Por convención, los elementos inician de izquierda a derecha, y de abajo hacia arriba. Las etiquetas de los elementos viga y columna se encuentran entre paréntesis. La etiqueta de los nodos se indica entre corchetes, y éstos se definen por el número del eje vertical y el eje horizontal donde se encuentra ubicado el nodo, seguido por dos dígitos que representan el número específico del nodo. Note que, como en la prueba, los nodos [1300] y [1100] están articulados, mientras que en el nodo [2200] es donde se aplica el protocolo de carga en control de desplazamiento. En el código que se muestra en el apéndice A se puede ver con más detalle todas las consideraciones que se tomaron en este modelo no-lineal.





**Figura 3.12— Modelo no-lineal para calibrar la prueba experimental realizada por Lee *et al.* (2005)**

La curva experimental del espécimen de interés de la prueba de Lee *et al.* (2005) es la que se muestra en la figura 3.13, mientras que en la figura 3.14 se observa la curva histerética obtenida con el análisis no-lineal. En la figura 3.15 se muestra la respuesta, experimental y analítica superpuestas, con lo cual se confirma que el modelo no-lineal de la zona de panel de acuerdo con la propuesta de Gupta y Krawinkler (1999) fue interpretado de forma adecuada y presenta una buena aproximación. Las pequeñas diferencias que se observan entre estas curvas se deben a que el control de desplazamiento de la prueba experimental excede en alrededor del 0.2% la distorsión objetivo del protocolo de carga.

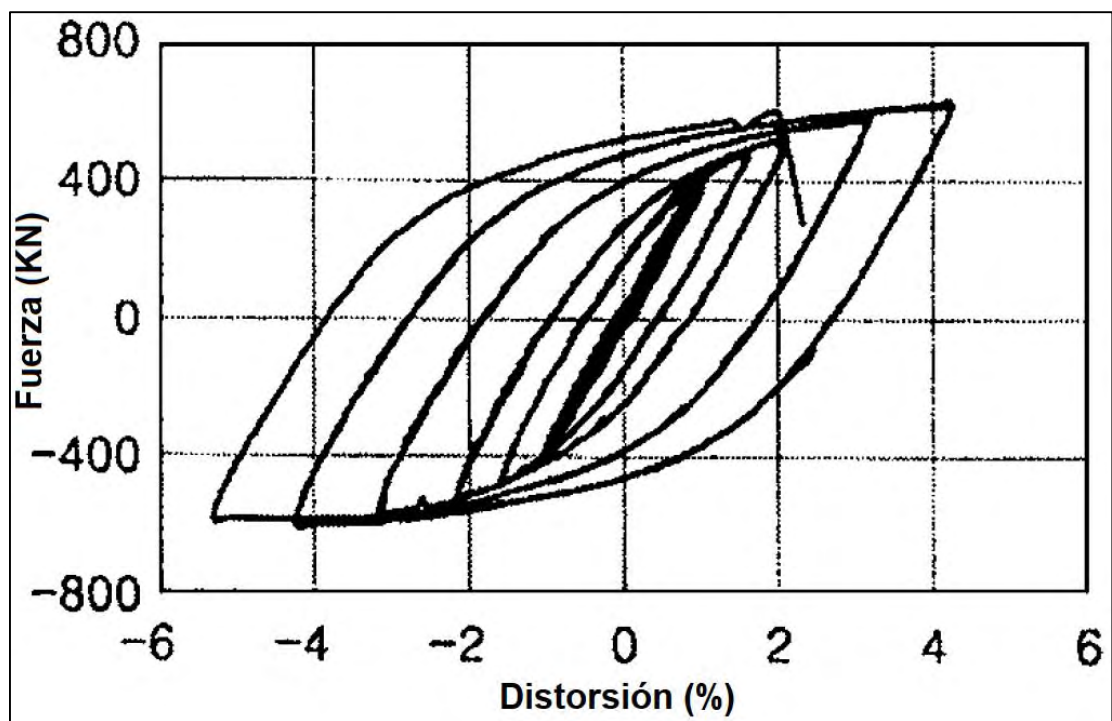


Figura 3.13— Curva experimental fuerza – distorsión del espécimen ensayado (Lee *et al.*, 2005)

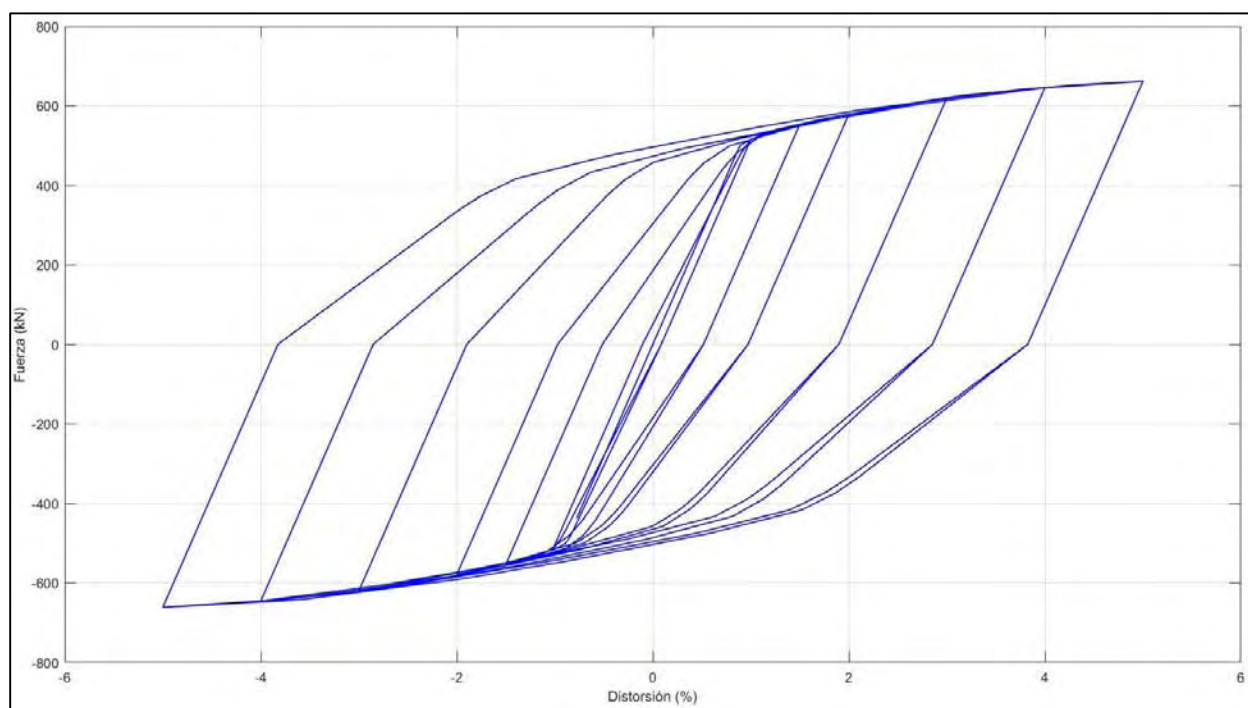
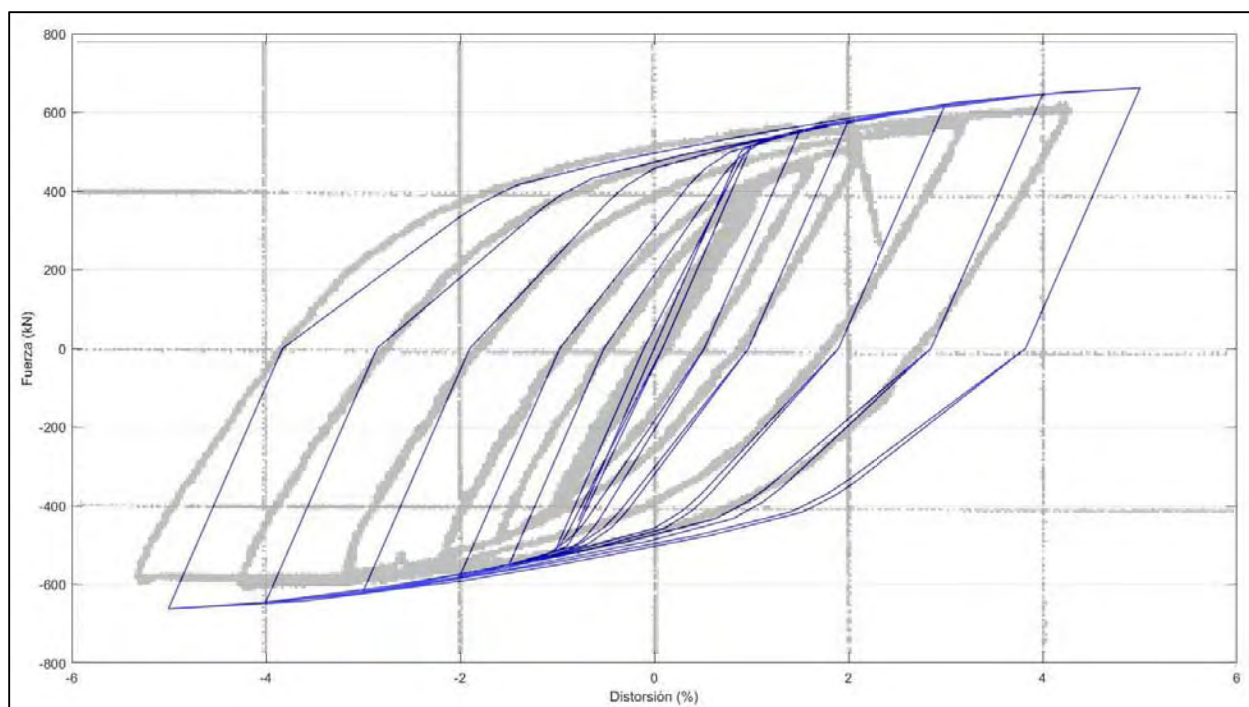


Figura 3.14— Curva fuerza – distorsión analítica del modelo no-lineal de OpenSees



**Figura 3.15— Comparación de las curvas fuerza – distorsión que se obtienen de forma experimental (línea gruesa negra) y de forma analítica (línea delgada azul)**

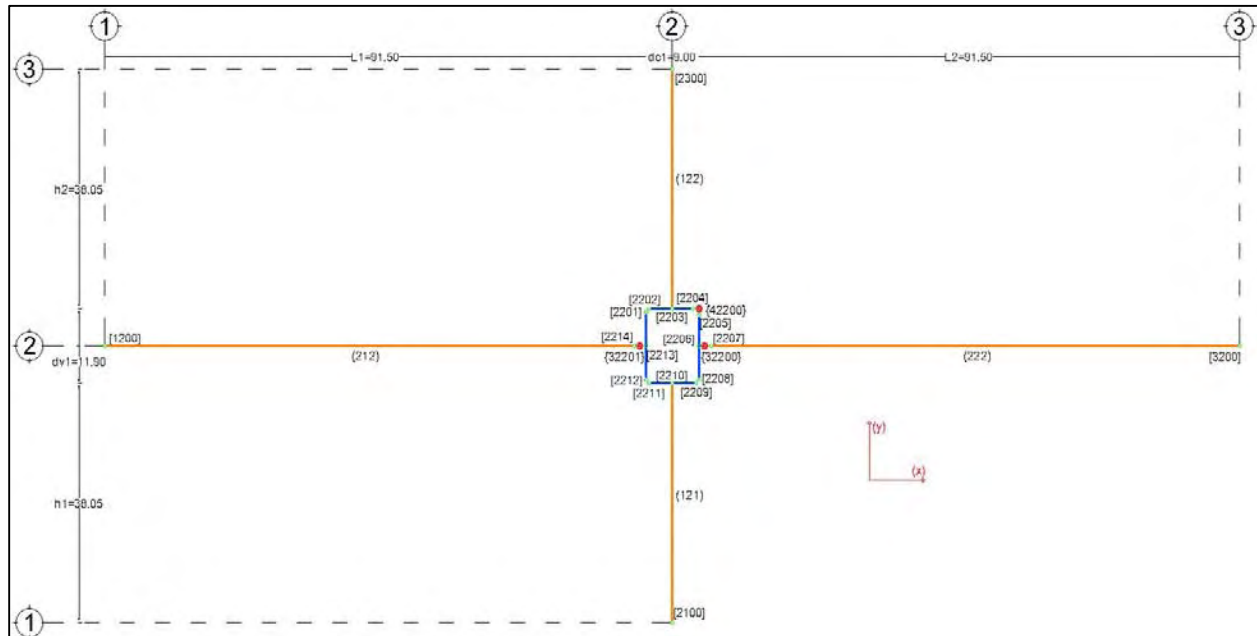
### 3.3.2 Conexiones semirrígidas con tendones

En esta sección se describe el modelo no-lineal que sirve de base para la calibración de las conexiones semirrígidas ensayadas por Penar *et al.* (2005).

Para el modelado de las conexiones las vigas y columnas se consideran como elementos fibra de secciones transversales “I”. La zona de panel se modelo con la propuesta de Gupta y Krawinkler (1999) que se describe en la sección 3.3.1.1. Para modelar la conexión semirrígida que existe entre la viga y la columna, teniendo claro que la principal aportación a la trasferencia de momentos es a causa de las barras (de acero o de nitinol), se utiliza un resorte rotacional no lineal como un elemento de longitud cero conectado a los elementos del panel y la viga. La figura 3.16 muestra un esquema detallado de la geometría empleada para modelar la conexión tipo de Penar *et al.* (2005). Las propiedades geométricas y mecánicas son las que ya se establecieron previamente en la sección 3.2.

Como se menciona previamente, las etiquetas para las columnas inician con un número “1”, seguido de dos números que se definen por la ubicación en el eje vertical y en el eje horizontal, respectivamente. Similarmente, las etiquetas para las vigas inician con un número “2”, seguido por un par de números que definen los ejes vertical y horizontal. El eje que se considera para generar las etiquetas de vigas y columnas es el que se encuentra al inicio de cada elemento. Por convención los elementos inician de izquierda a derecha, y de abajo hacia arriba. Las etiquetas de los elementos viga y columna se indican entre paréntesis. La etiqueta para los nodos se indica entre corchetes, y consisten en cuatro dígitos; los dos primeros representan la ubicación del nodo que define la intersección del eje vertical y del eje horizontal, respectivamente, y los dos últimos indican el número específico del nodo. Las condiciones de apoyo del modelo simulan los de la

prueba, es decir, con el nodo [2100] articulado, los nodos [1200] y [3200] restringidos al desplazamiento vertical, y el nodo [2300] donde se aplica el protocolo de carga SAC que se describe en la Tabla 3.1 en control de desplazamientos. El código A.1 que se muestra en el apéndice A presenta más detalles sobre las consideraciones del modelo no-lineal.



**Figura 3.16— Modelo no-lineal para calibrar las pruebas experimentales realizadas por Penar *et al.* (2005)**

### 3.3.2.1 Calibración de la conexión con tendones de acero ASTM A36

En esta sección se presentan los resultados del análisis no lineal cíclico que se obtienen de los modelos de OpenSees que representan las conexiones semirrígidas de Penar *et al.* (2005).

Para la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36, además de emplear los elementos y la zona de panel descritas en las secciones 3.2.3 y 3.3.1, se agrega un resorte rotacional representado por un elemento de longitud cero que tiene por objetivo reproducir la influencia de los tendones en la conexión semirrígida.

Los efectos inelásticos del resorte rotacional se modelan mediante un material generado a partir de la suma de distintas curvas de materiales. La suma se realiza con el comando *Parallel Material* como se ilustra en la figura 3.17. Es necesario generar la curva debido a que en la librería de OpenSees no existe como tal una que pueda recrear el comportamiento de la conexión semirrígida que se está analizando. Esta metodología es similar a la empleada para representar el comportamiento de la zona de panel por medio de un resorte.

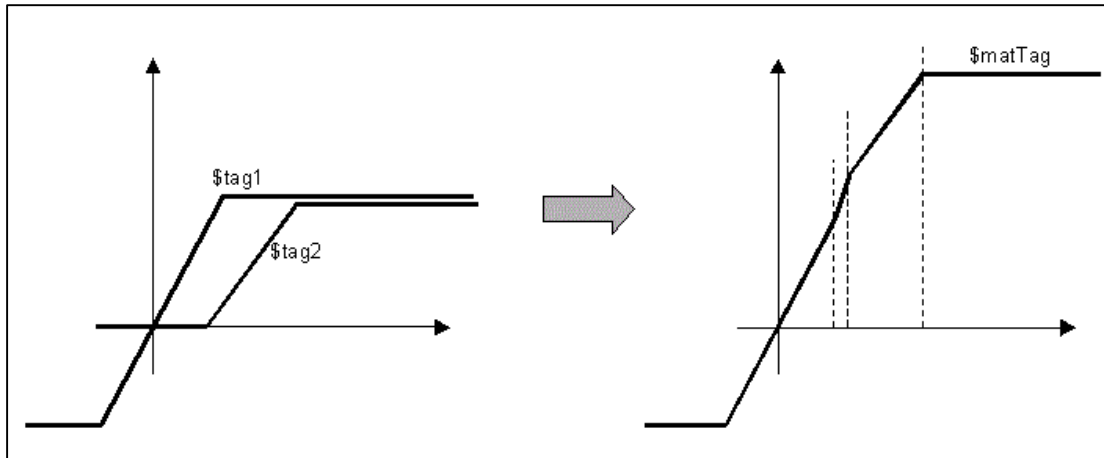


Figura 3.17— Material paralelo compuesto por un número arbitrario de materiales (OpenSees, 2018)

Los valores empelados para generar la curva se muestran en las tablas 3.2 y 3.3. El código A.2 que se muestra en el apéndice A presenta con más detalle las consideraciones del modelo no-lineal con tendones de acero.

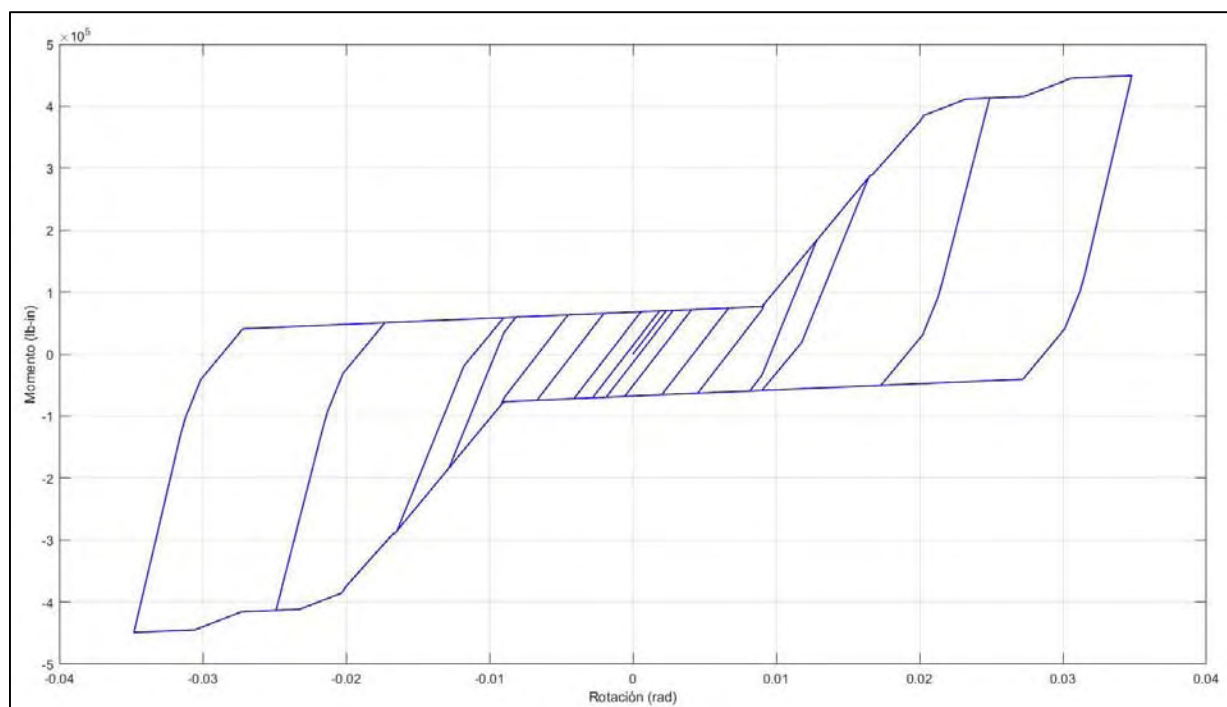
Tabla 3.2 — Valores para los parámetros del material *Steel01* en la calibración del experimento de Penar *et al.* (2005)

Parámetro	Valor
$F_y$	70 ksi
$E_0$	30,000 ksi
$b$	0.033

Tabla 3.3 — Valores para los parámetros del material *ElasticPPGap* en la calibración del experimento de Penar *et al.* (2005)

$E_0$ (ksi)	$F_y$ (ksi)	gap
27,000	205	0.009
27,000	-205	-0.009
25,000	90	0.0167
25,000	-90	-0.0167
8,000	26	0.020
8,000	-26	-0.020
8,000	26	0.0273
8,000	-26	-0.0273

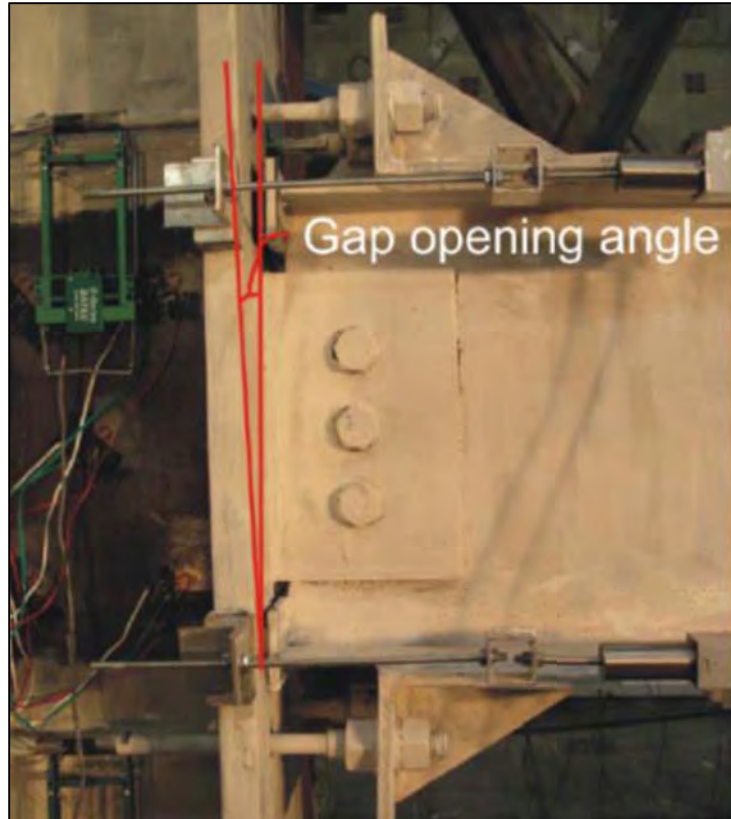
La curva resultante que se incorpora al elemento de longitud cero para representar el comportamiento de las barras de acero en la conexión semirrígida se presenta en la figura 3.18. En esta figura, la curva momento-rotación representa únicamente la influencia de los tendones de acero en la conexión semirrígida, ya que la placa que conecta la viga con la columna se diseñó específicamente para trasferir solo fuerzas cortantes.



**Figura 3.18— Curva analítica Momento – Rotación del material que se emplea para el elemento de longitud cero para modelar la conexión semirrígida con tendones de acero A36**

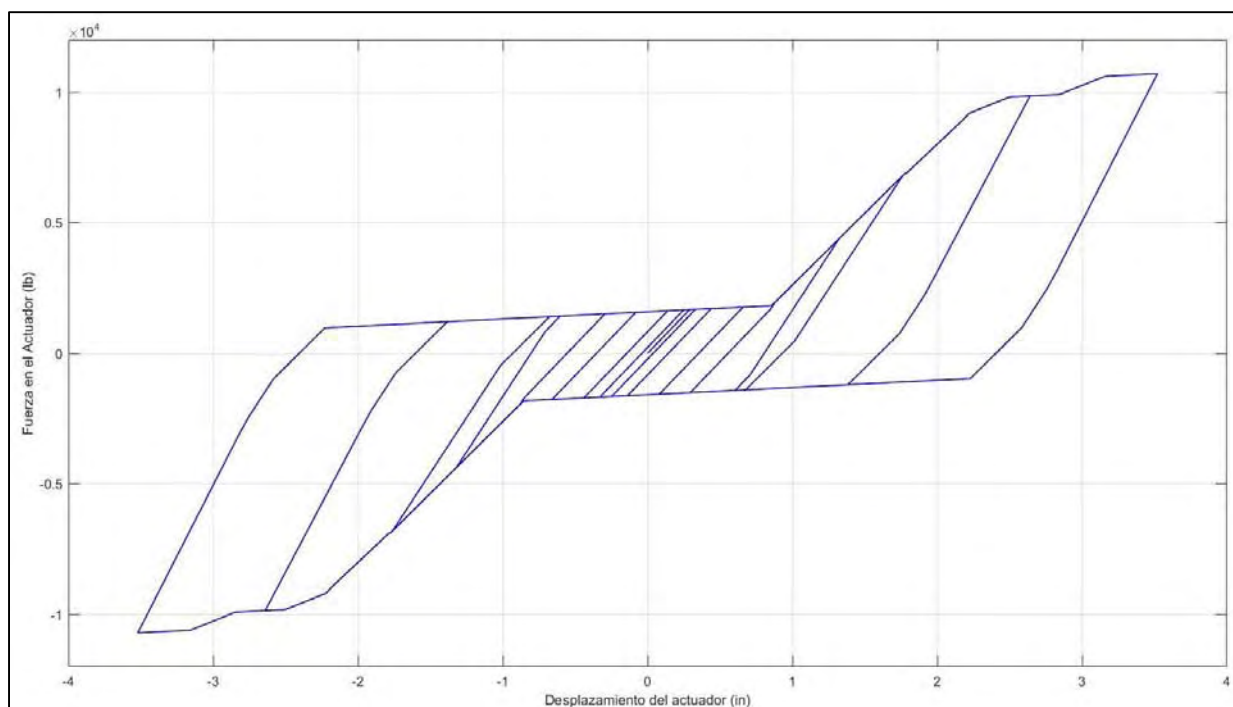
Penar *et al.* (2005) consideran en su trabajo que, al inicio de la aplicación del protocolo de carga a la conexión, los tendones comienzan a trabajar en pares a causa de la separación que existe entre los patines de la viga y la columna, como se observa en la figura 3.19. Ya que solo dos tendones se encuentran en compresión son estos los que aportan la mayor rigidez a la conexión. El par restante de tendones que se encuentra en tensión se considera que solo aportan una rigidez mínima. Por lo cual se considera que en la parte inicial de la curva de la figura 3.18 hasta 0.01 radianes solo están trabajando dos tendones y posteriormente comienzan a trabajar los dos tendones restantes.





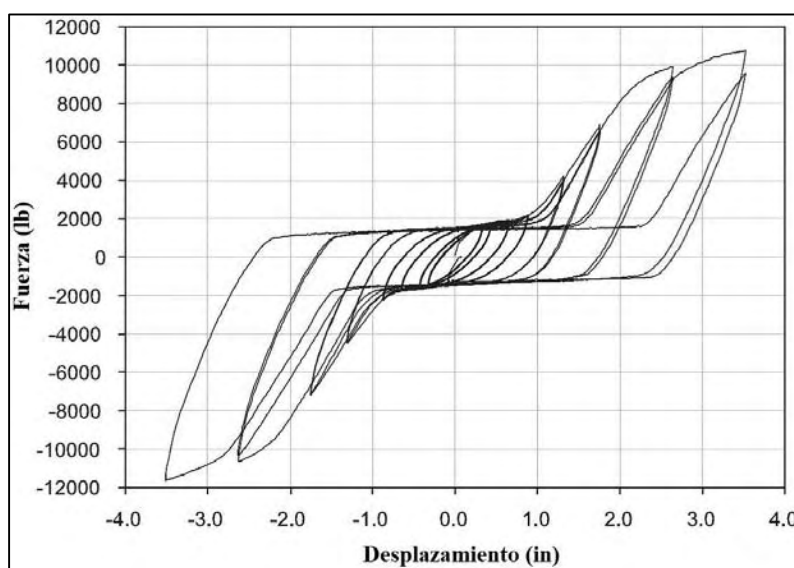
**Figura 3.19— Conexión con tendones de acero al 4% de distorsión (Penar *et al.*, 2005)**

En la figura 3.20 se muestra la curva fuerza – desplazamiento generada por el modelo no lineal de la conexión con tendones de acero ASTM A36, es necesario mencionar que para llegar a la curva de calibración de la conexión experimental que se muestra en la figura, fue necesario realizar múltiples pruebas de configuraciones de la conexión con diversos materiales de la librería de OpenSees. Se considera que la configuración geométrica y el material con los valores de sus parámetros son el resultado de la mejor predicción en el presente estudio.



**Figura 3.20— Curva analítica Fuerza – Desplazamiento del modelo de conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 realizado en OpenSees (2018)**

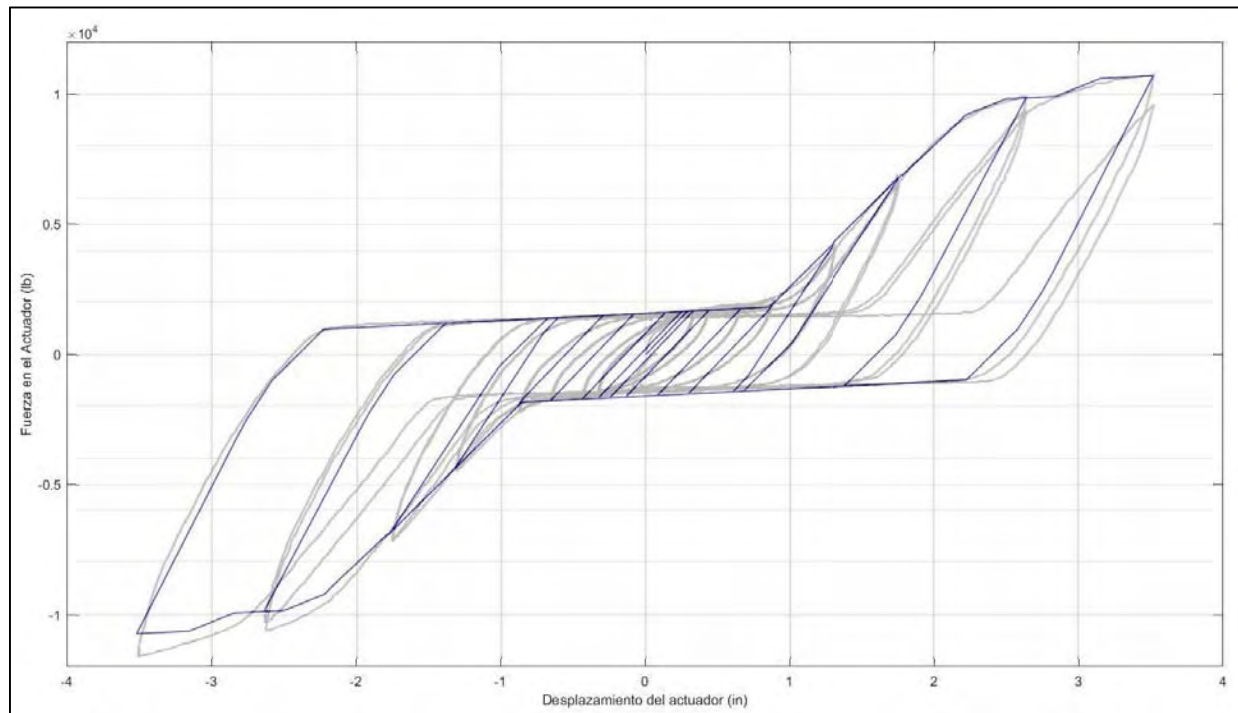
En la figura 3.21 se presenta la curva que es resultado de la prueba experimental realizada por Penar *et al.* (2005) para el caso de la conexión semirrígida reforzada por medio de tendones de acero ASTM A36 de la cual ya se habló a detalle en la sección 3.2.3 del presente trabajo.



**Figura 3.21— Curva experimental Fuerza – Desplazamiento de la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 probada en laboratorio (Penar *et al.*, 2005)**

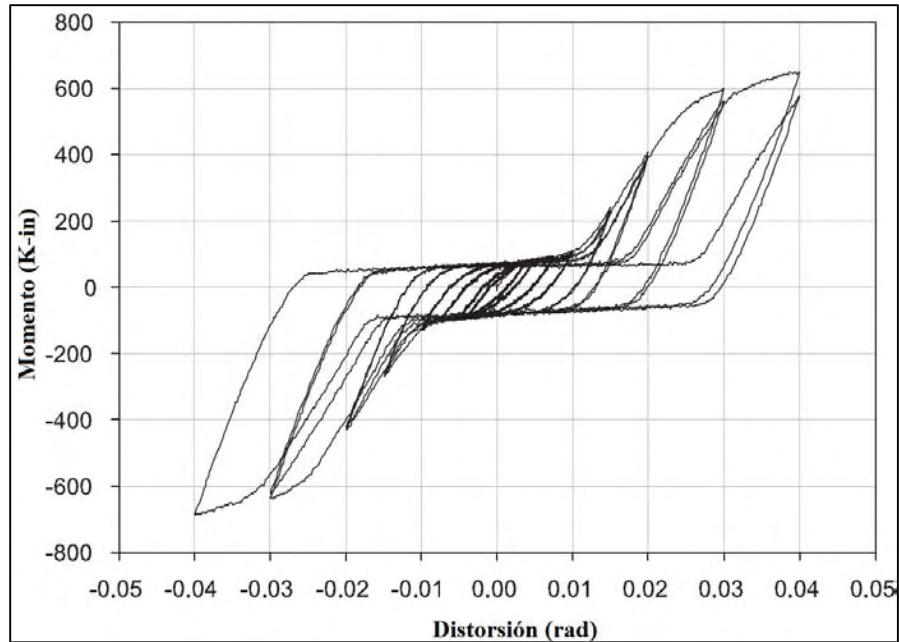


En la figura 3.22 se puede ver una comparación de las respuestas fuerza desplazamiento de la conexión con tendones de acero. De esta curva se puede ver que los lasos de histéresis son muy parecidos en tamaño y las pendientes tienen una gran similitud, por lo cual se determina que el modelo no lineal representa adecuadamente el comportamiento de la prueba experimental. Las curvas de las figuras 3.20, 3.21 y 3.22 relacionan fuerza contra desplazamiento del actuador en libras y pulgadas respectivamente.



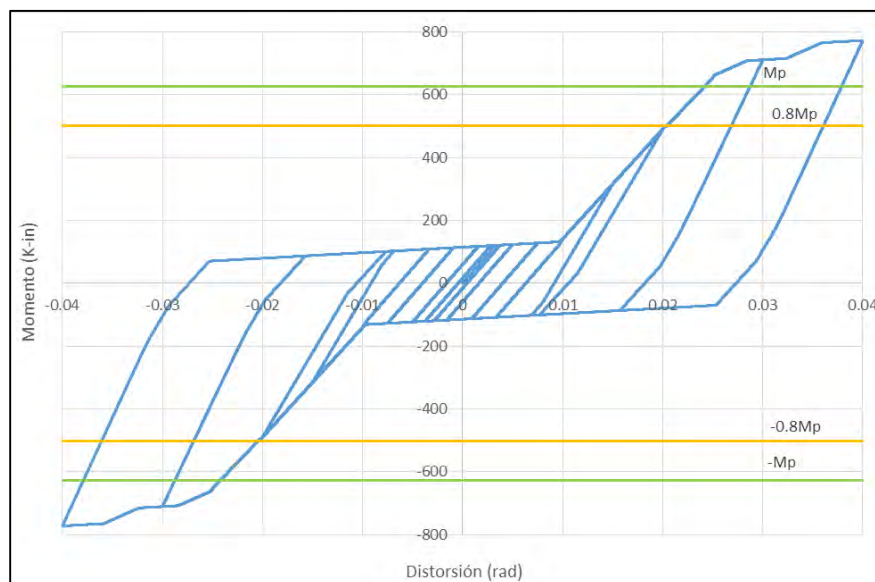
**Figura 3.22— Comparación de las curvas Fuerza – Desplazamiento de la conexión semirrígida con tendones de acero A36 probada en laboratorio (línea negra) y obtenida del análisis no-lineal (línea azul)**

La figura 3.23 es la curva resultante de la prueba experimental realizada por Penar *et al.* (2005) para el caso de la conexión semirrígida reforzada por medio de tendones de acero ASTM A36 de la cual ya se habló a detalle en la sección 3.2.3 del presente trabajo. Esta curva presenta en el eje horizontal la distorsión de la conexión (radianes) y en el eje vertical el momento que la genera (kilo libra por pulgada).



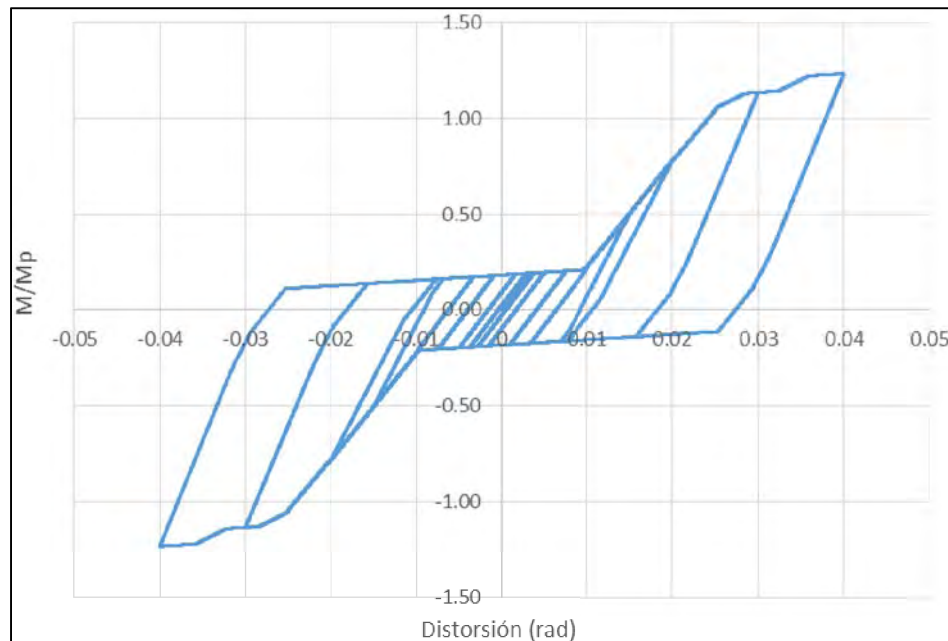
**Figura 3.23— Curva experimental Momento – Distorsión con la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 probada en laboratorio (Penar et al., 2005)**

En la figura 3.24 se muestra la curva momento – distorsión generada por el modelo no lineal de la conexión con tendones de acero ASTM A36. En líneas horizontales se presenta el momento plástico (línea verde) y el 80% del momento plástico (línea amarilla) de la viga de la conexión del modelo experimental.



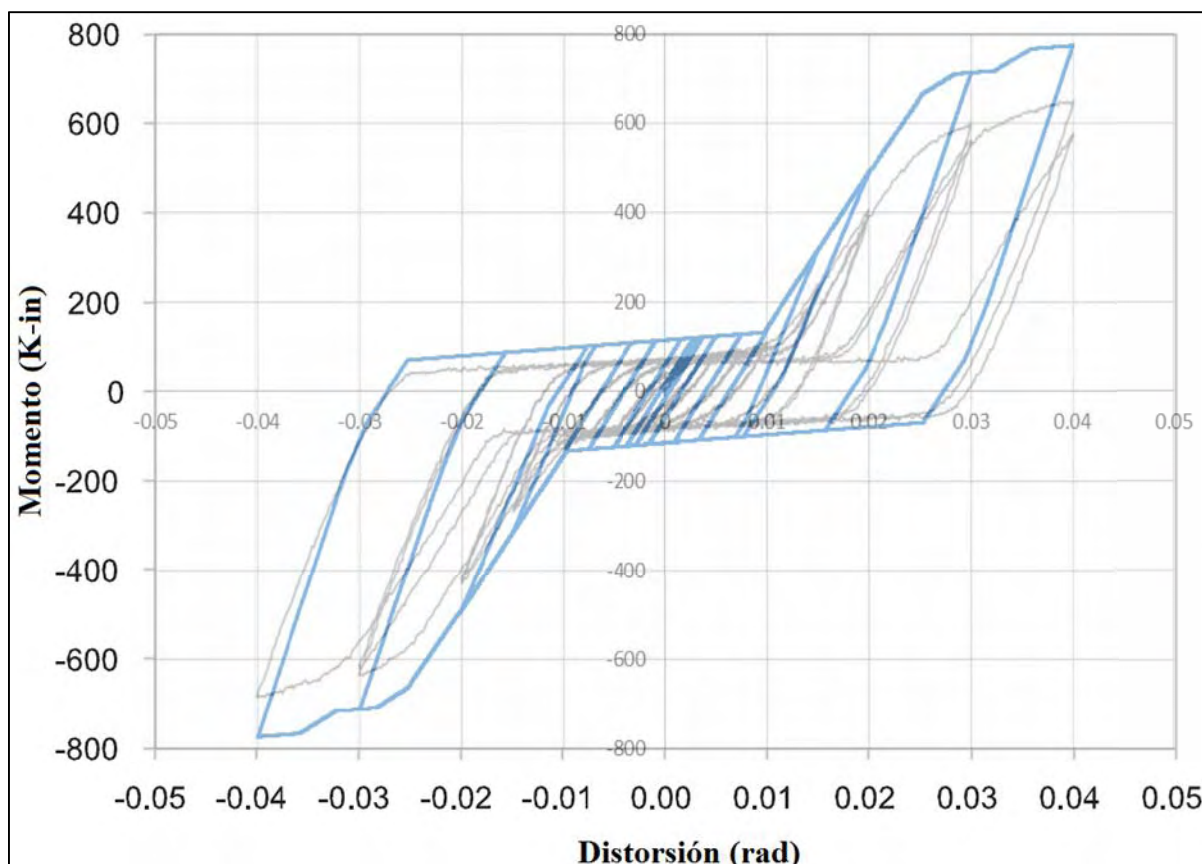
**Figura 3.24— Curva analítica Momento – Distorsión con la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 realizada en OpenSees (2018)**

En la figura 3.25 se muestra la curva momento – distorsión generada por el modelo no lineal de la conexión con tendones de acero ASTM A36. Esta curva en el eje vertical está normalizada con respecto al momento plástico de la viga y en eje horizontal muestra la distorsión con la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36.



**Figura 3.25— Curva analítica Momento normalizado – Distorsión con la conexión semirrígida con tendones de acero ASTM A36 realizada en OpenSees (2018)**

En la figura 3.26 se puede ver la comparación entre la curva resultante del modelo no lineal de OpenSees y de la conexión experimental. En la imagen se ve que la capacidad a momento del modelo de OpenSees no es igual a la capacidad de la conexión experimental. El modelo no lineal de la conexión semirrígida con tendones de acero A36 es la mejor predicción obtenida en el presente trabajo.



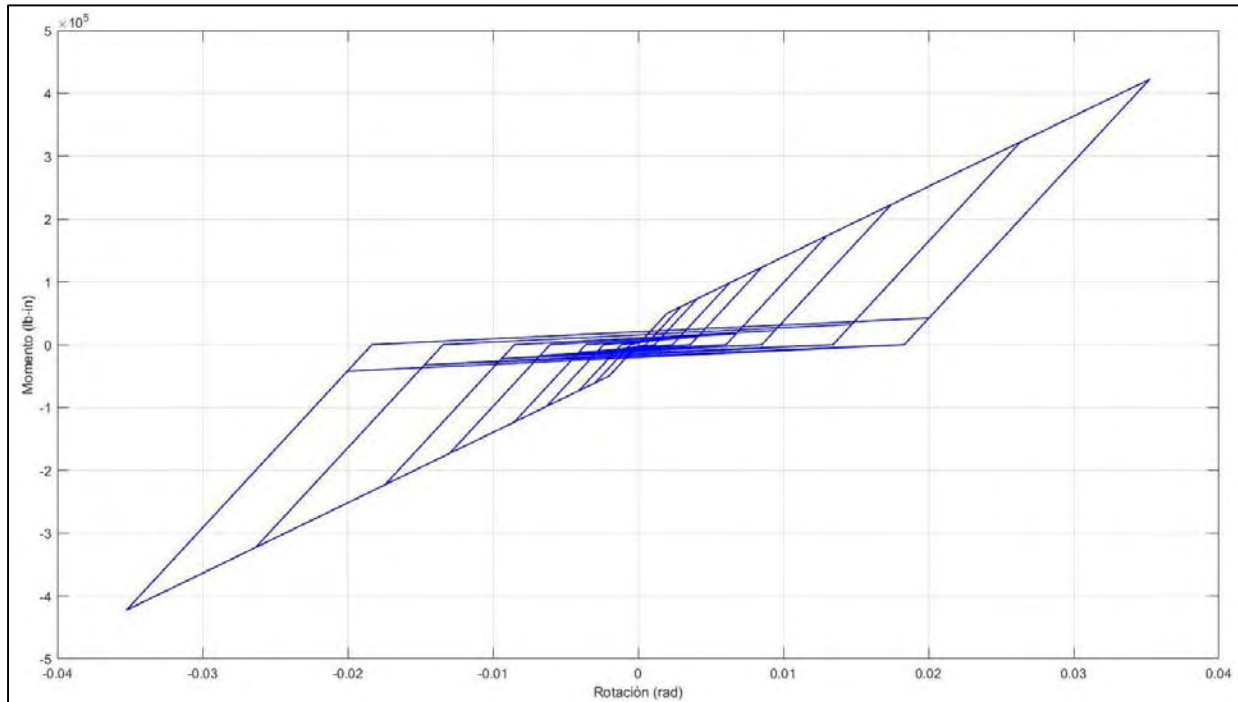
**Figura 3.26— Comparación de las curvas Momento – Distorsión con la conexión semirrígida con tendones de acero A36 probada en laboratorio (línea negra) y obtenida del análisis no-lineal (línea azul)**

### 3.3.2.2 Calibración de la conexión con tendones de nitinol

En el modelo de la conexión semirrígida con tendones de nitinol se utilizan elementos fibra en vigas y columnas, además se emplea lo ya establecido en las secciones 3.3.2 y 3.3.1 para modelar la zona de panel. Para representar la influencia de los tendones de nitinol se emplea un resorte rotacional representado por un elemento de longitud cero que replica el comportamiento de los tendones en la conexión semirrígida. La curva del resorte rotacional se genera mediante el material uniaxial *Pinching4* de la librería de OpenSees. La elección de este material fue debido a que se puede generar un adelgazamiento de la respuesta carga-deformación y degradación durante cargas cíclicas. La degradación cíclica de la resistencia y rigidez se puede presentar como: degradación de la rigidez en la descarga, degradación de la rigidez en la recarga y degradación de la resistencia. El material se usó para definir la curva momento-rotación de los tendones de nitinol en la conexión semirrígida. Los valores empleados en sus parámetros se muestran en la tabla 3.4. El material resultante que se incorporó al elemento de longitud cero presentó el comportamiento que se muestra en la figura 3.27. La curva momento rotación que se muestra representa únicamente la influencia de los tendones de nitinol en la conexión, ya que la placa que conecta la viga y la columna se diseñó específicamente para transferir solo fuerzas cortantes.

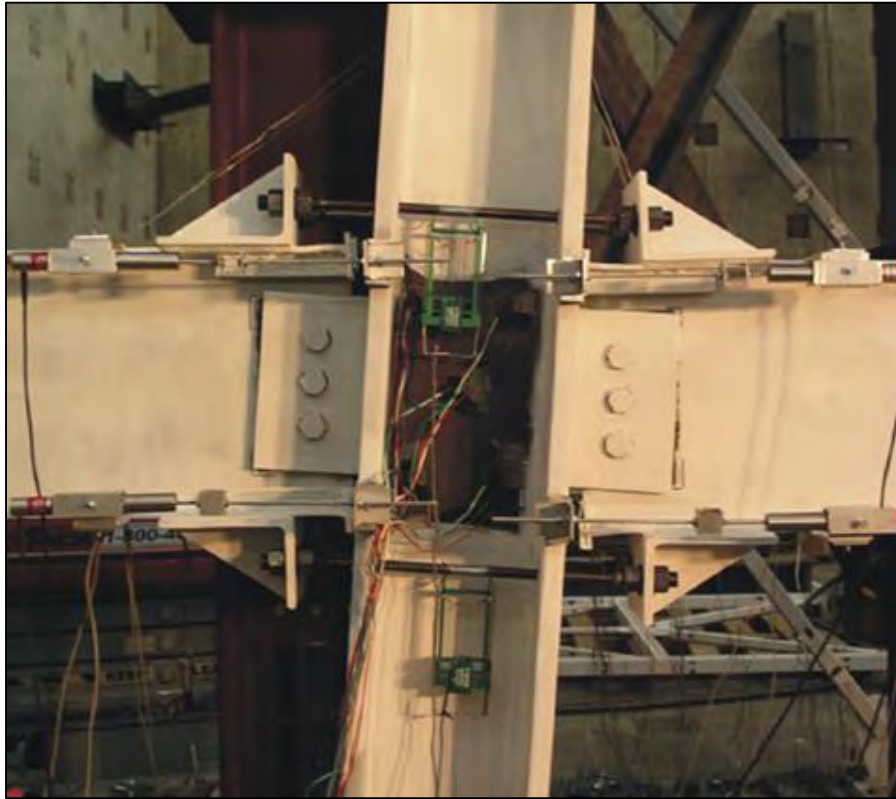
**Tabla 3.4 — Valores para los parámetros del material *Pinching4* en la calibración del experimento de Penar *et al.* (2005)**

<i>\$ePf1</i>	<i>\$ePf2</i>	<i>\$ePf3</i>		<i>\$ePf4</i>
50 ksi	700 ksi	800 ksi		0.01 ksi
<i>\$ePd1</i>	<i>\$ePd2</i>	<i>\$ePd3</i>		<i>\$ePd4</i>
0.002 rad	0.06 rad	0.08 rad		0.081 rad
<i>\$eNf1</i>	<i>\$eNf2</i>	<i>\$eNf3</i>		<i>\$eNf4</i>
-50 ksi	-700 ksi	-800 ksi		-0.01 ksi
<i>\$eNd1</i>	<i>\$eNd2</i>	<i>\$eNd3</i>		<i>\$eNd4</i>
-0.002 rad	-0.06 rad	-0.08 rad		-0.081 rad
<i>\$rDispP</i>		0.99		
<i>\$fFoceP</i>		0.10		
<i>\$uForceP</i>		0.0002		
<i>\$rDispN</i>		0.99		
<i>\$fFoceN</i>		0.10		
<i>\$uForceN</i>		0.0002		
<i>\$gK1</i>	<i>\$gK2</i>	<i>\$gK3</i>	<i>\$gK4</i>	<i>\$gKLim</i>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<i>\$gD1</i>	<i>\$gD2</i>	<i>\$gD3</i>	<i>\$gD4</i>	<i>\$gDLim</i>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<i>\$gF1</i>	<i>\$gF2</i>	<i>\$gF3</i>	<i>\$gF4</i>	<i>\$gFLim</i>
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<i>\$gE</i>			1.0	
<i>\$dmgType</i>			"cycle"	



**Figura 3.27— Curva analítica Momento – Rotación del material que se emplea para el elemento de longitud cero para modelar la conexión semirrígida con tendones de nitinol**

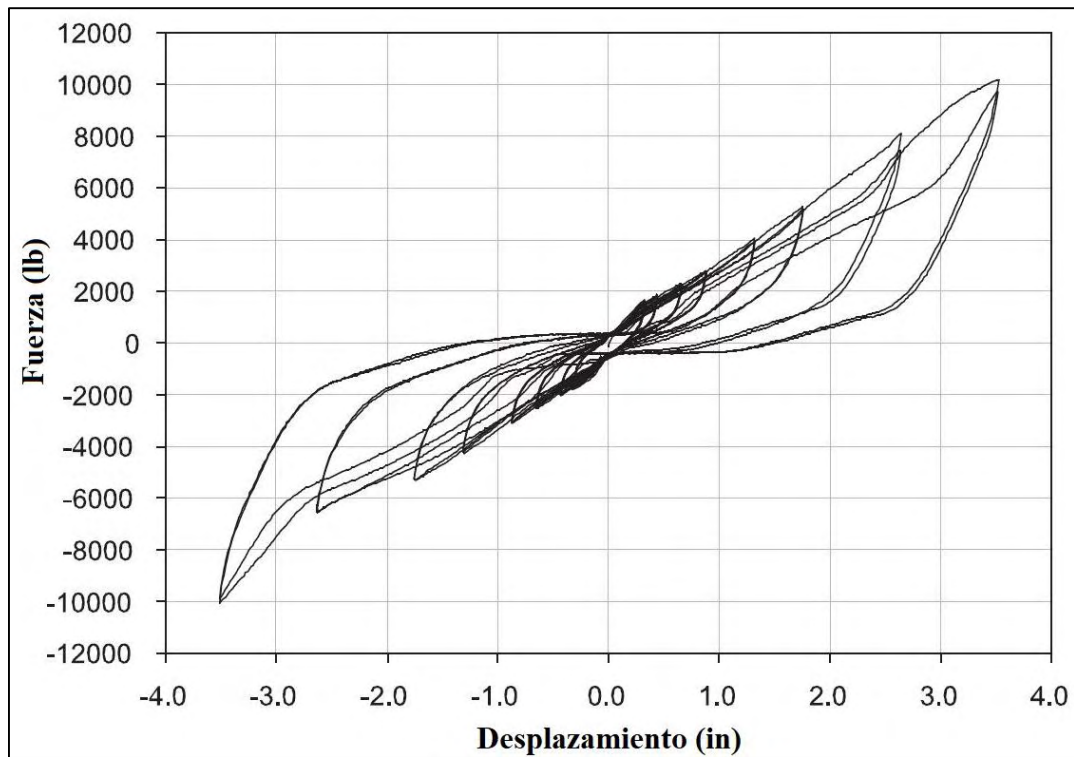
Penar *et al.* (2005) menciona en su trabajo que la conexión súper-elástica de nitinol falló debido a la fractura de las soldaduras de los elementos de refuerzo del patín de la viga. La conexión súper elástica de nitinol ofreció capacidades significativas de disipación de energía y mostró capacidades de recentrado. La configuración deformada de la conexión semirrígida con tendones de nitinol se muestra en la figura 3.28.



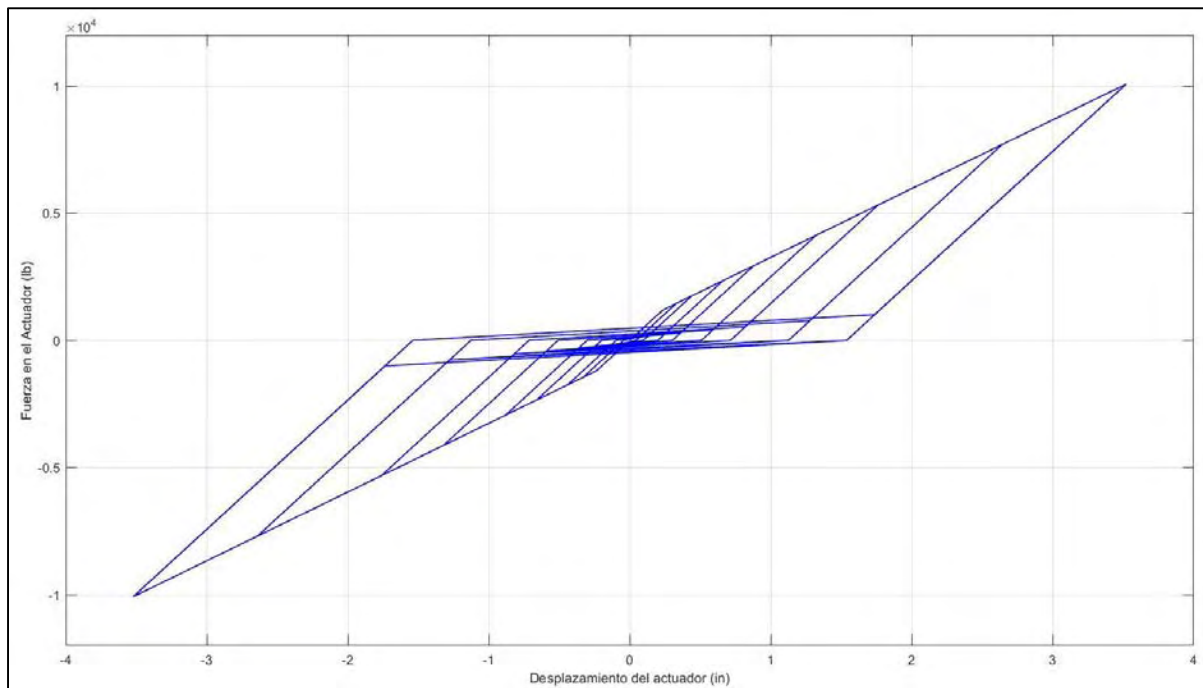
**Figura 3.28— Conexión con tendones de nitinol al 9% de distorsión cíclica (Penar *et al.*, 2005)**

En la figura 3.29 se presenta la curva resultado de la prueba experimental realizada por Penar *et al.* (2005) para el caso de la conexión semirrígida reforzada por medio de tendones de nitinol. Se debe mencionar que para llegar a la curva de calibración de la conexión experimental que se muestra en la figura 3.30 fue necesario realizar múltiples pruebas de configuraciones de la conexión con diversos materiales. El proceso fue similar para ambas conexiones y requirió más de un año el llegar al resultado mostrado. Por esta razón se considera que la configuración geométrica y el material con los valores de sus parámetros son el resultado de la mejor predicción lograda en este estudio.



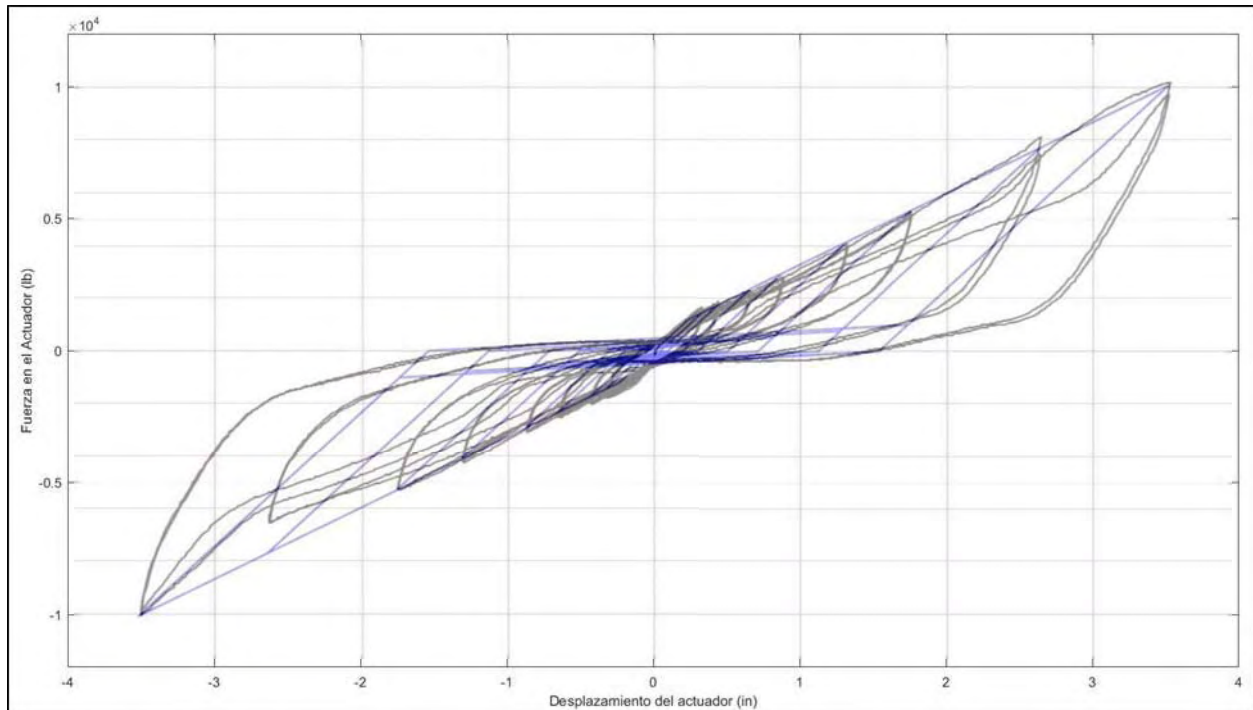


**Figura 3.29—** Curva experimental Fuerza – Desplazamiento de la conexión semirrígida con tendones de nitinol probada en laboratorio (Penar *et al.*, 2005)



**Figura 3.30—** Curva analítica Fuerza – Desplazamiento que se obtiene del análisis no-lineal en OpenSees (2018) de la conexión semirrígida con tendones de nitinol

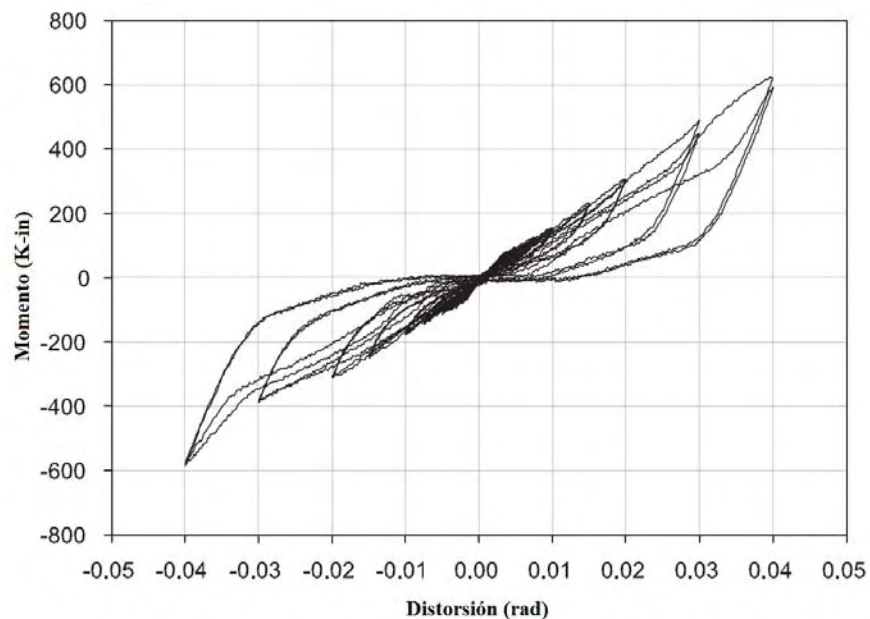
En la figura 3.31 se puede ver una comparación de las respuestas, de la cual se determina que las curvas presentan una similitud razonable para ser empleada en modelos no-lineales de marcos de acero. Las curvas de las figuras 3.31, 3.30 y 3.29 relacionan fuerza contra desplazamiento del actuador en libras y pulgadas, respectivamente.



**Figura 3.31— Comparación de las curvas Fuerza – Desplazamiento de la conexión con tendones de nitinol que se obtiene experimentalmente en laboratorio (línea negra) y del análisis no-lineal (línea azul)**

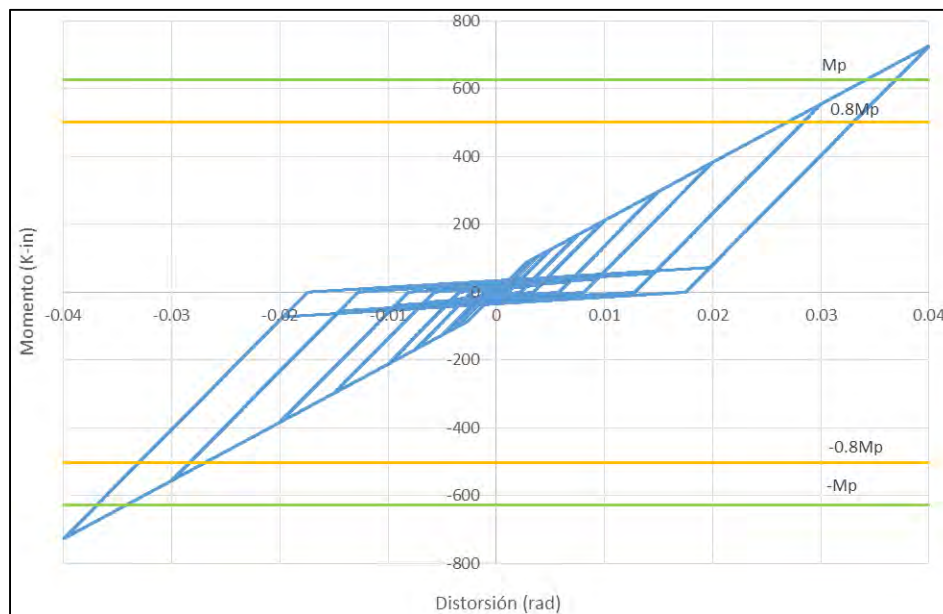
En la figura 3.32 se muestra la curva resultante de la prueba experimental realizada por Penar *et al.* (2005) para el caso de la conexión semirrígida reforzada por medio de tendones de nitinol de la cual ya se habló a detalle en la sección 3.2.4 del presente trabajo. Esta curva presenta en el eje horizontal la distorsión de la conexión (en radianes) y en el eje vertical el momento que la genera (en kilo libra por pulgada).





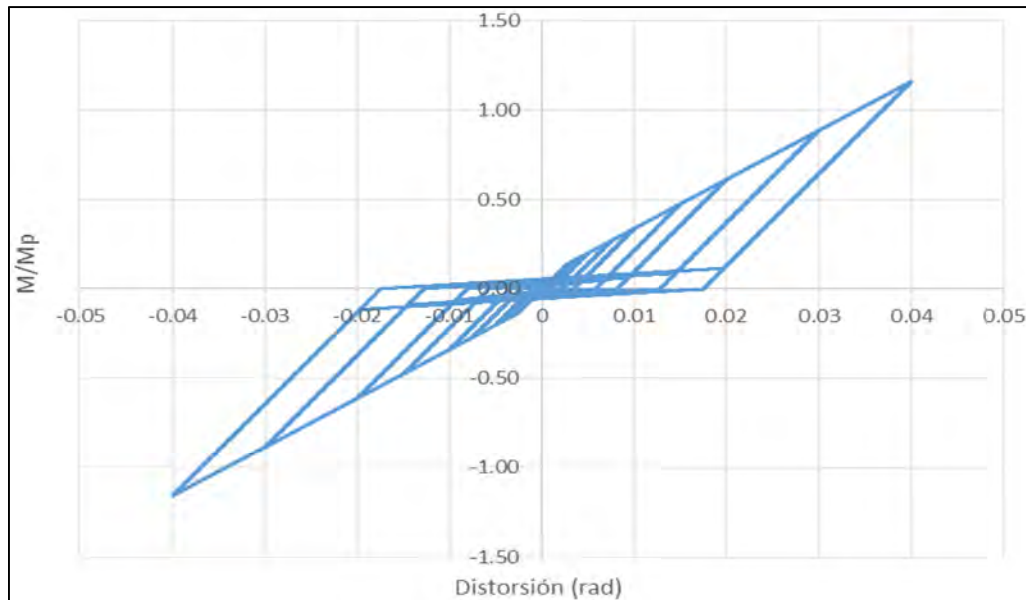
**Figura 3.32— Curva experimental Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol probada en laboratorio (Penar et al., 2005)**

En la figura 3.33 se muestra la curva momento – distorsión generada por el modelo no lineal de la conexión con tendones de nitinol. En líneas horizontales se presenta el momento plástico (línea verde) y el 80% del momento plástico (línea amarilla) de la viga de la conexión del modelo experimental.



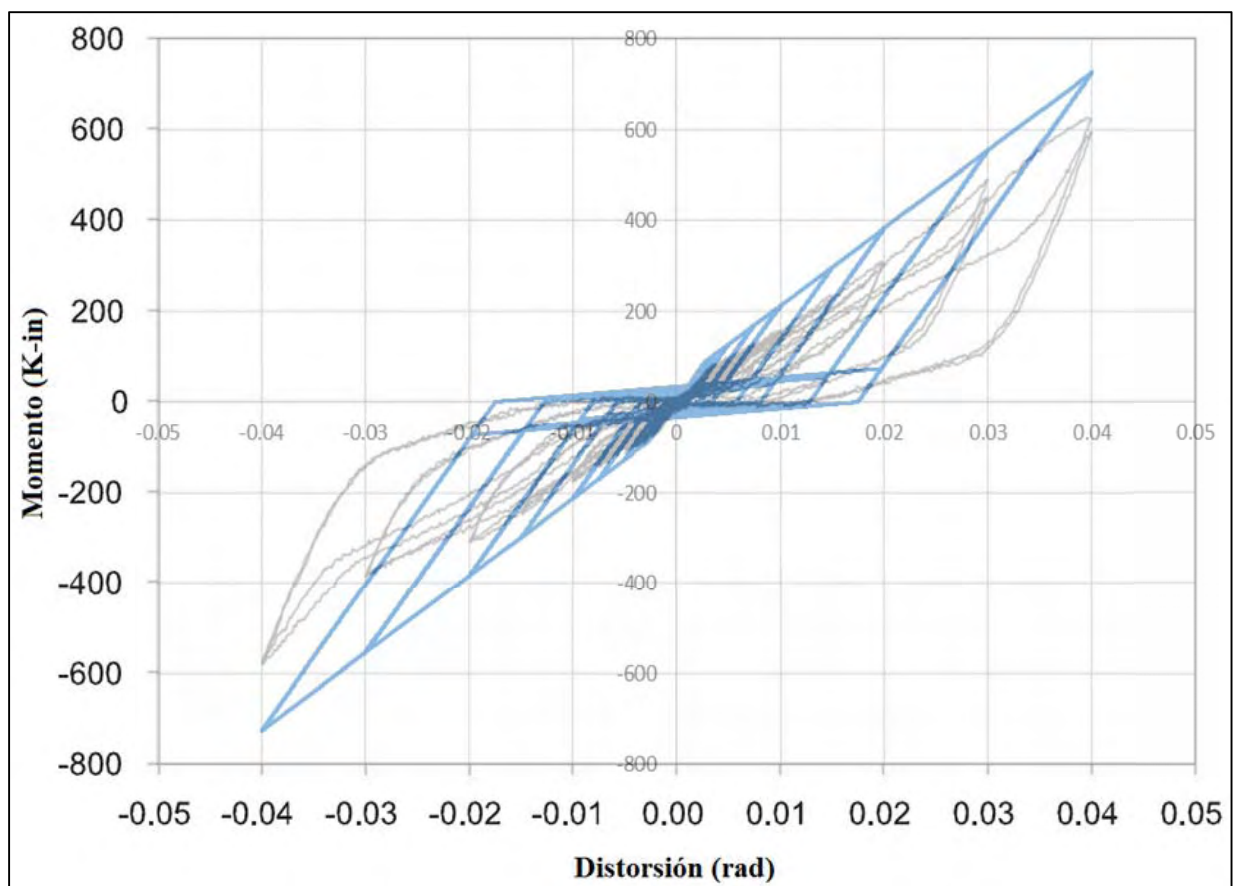
**Figura 3.33— Curva analítica Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol realizada en OpenSees (2018)**

En la figura 3.34 se muestra la curva momento – distorsión generada por el modelo no lineal de la conexión con tendones de acero ASTM A36. Esta curva en el eje vertical está normalizada con respecto al momento plástico de la viga y en eje horizontal muestra la distorsión de la conexión.



**Figura 3.34— Curva analítica Momento normalizado – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol realizada en OpenSees (2018)**

En la figura 3.35 se muestra una comparación de la respuesta analítica contra la respuesta experimental de la conexión sometida a carga cíclica. Se debe mencionar que para llegar a la curva momento – distorsión fue necesario realizar múltiples pruebas de configuraciones de la conexión con diversos materiales y este fue el que presentó la mejor respuesta.



**Figura 3.35— Comparación de las curvas Momento – Distorsión de la conexión semirrígida con tendones de nitinol probada en laboratorio (línea negra) y obtenida del análisis no-lineal (línea azul)**

## 4 ANÁLISIS NO-LINEAL DE MARCOS

### 4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis no-lineales realizadas en un marco momento-resistente de acero con conexiones semirrígidas reforzadas con tendones de acero y nitinol. El modelo realizado en el programa OpenSees incorpora componentes no-lineales para definir el comportamiento inelástico de vigas, columnas y zona de panel. En los marcos se incorporan las metodologías que se establecen previamente en las secciones 3.3.1 y 3.3.2.

El diseño de un marco de acero con conexiones semirrígidas requiere necesariamente de conocer la respuesta momento-rotación para incluirse en el modelo computacional, esto independientemente de que el resto de los miembros estructurales sean elásticos o inelásticos. Convencionalmente y de forma práctica, la conexión semirrígida se modela a través de un resorte rotacional no-lineal, el cual se conecta a la viga y al panel de la columna compartiendo el grado de libertad relativo al giro y en el que se asigna la respuesta inelástica momento-rotación de la conexión semirrígida. Así, en el análisis estructural se determinan directamente las deformaciones laterales de los marcos sujetos a las cargas de diseño. El diseño de marcos con conexiones semirrígidas sujetos a carga sísmica suele estar controlado por los límites de distorsión establecidos en las normas de diseño, por lo que el procedimiento del diseño de la estructura y las conexiones resulta ser iterativo para garantizar la compatibilidad de las deformaciones.

### 4.2 Descripción de los marcos

Debido a la ausencia de un modelo constitutivo no-lineal para la conexión semirrígida que se evalúa en este trabajo, este estudio utiliza marcos previamente diseñados por Mora y Perea (2014) con conexiones semirrígidas con flexibilidad equivalente a la que se emplea en el presente estudio. Los autores aseguran que los edificios cumplieran con los requisitos de detallado dúctil y las revisiones de distorsiones ante cargas laterales de servicio y prevención al colapso del Apéndice A de las NTC-DS (2004).

Así, la estructura que se considera en el presente trabajo es un edificio para uso de oficinas (grupo B), de cuatro niveles y un sótano, cuya planta tipo se ilustra en la figura 4.1(a). Para el sistema estructural se considera un sistema dual en la dirección longitudinal integrado por marcos arriostrados y momentos resistentes. En dirección transversal solo consiste en marcos con conexiones semirrígidas con dos niveles extremos de ductilidad, es decir, marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ).

Este estudio se concentra en evaluar la respuesta no-lineal del marco transversal tipo con conexiones semirrígidas que se muestra en la figura 4.1(b). Para el diseño de esta estructura se emplearon las cargas y propiedades de los materiales que se resumen en la tabla 4.1 y 4.2 respectivamente (Perea y Mora, 2014). Los edificios se diseñaron para un periodo de suelo de 1.0 segundo, esto para tratar de igualar el periodo de la estructura con el del suelo, buscando así el caso más desfavorable.

La diferencia entre el marco que diseña Mora y Perea (2014) y el del presente estudio reside exclusivamente en el tipo de conexión semirrígida. En el trabajo de Mora y Perea (2014) los marcos se diseñan con conexiones semirrígidas compuestas, mientras que, en el presente estudio

como ya se explicó, las conexiones son semirrígidas de acero postensadas con: (a) tendones de acero y (b) con tendones de nitinol.

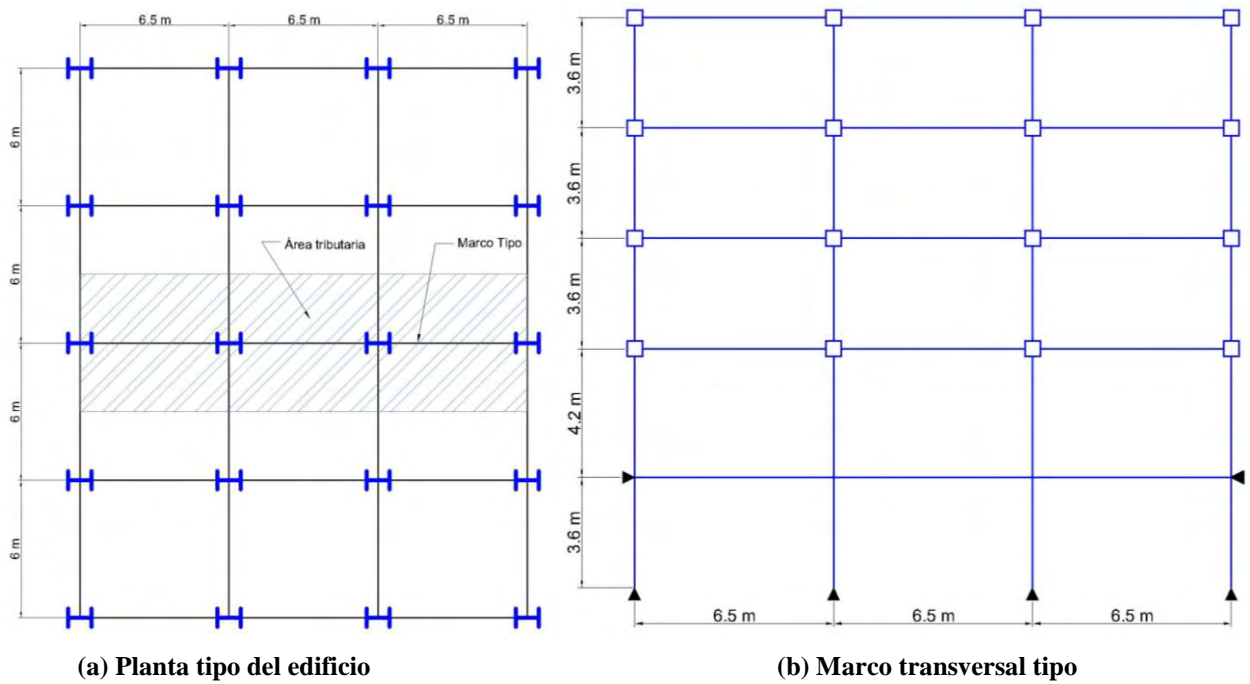


Figura 4.1— Datos geométricos de la estructura tipo de cuatro niveles y un sótano que se evalúa en el estudio.

Tabla 4.1 — Valores de las cargas consideradas para el análisis.

	<i>Nivel Tipo (kg/m²)</i>	<i>Azotea (kg/m²)</i>
Carga muerta	350	310
Carga viva máxima	250	100
Carga viva instantánea	180	70
Nota: Se aplica una carga de fachada de 370 kg/m sobre el perímetro de todos los niveles.		

Tabla 4.2 — Valores de las propiedades de los materiales consideradas en la estructura.

<i>Losas de concreto clase I</i>		
Peso volumétrico del concreto ( $\gamma$ )	2400	kg/m³
Resistencia a compresión ( $f'_c$ )	250	kg/cm²
Módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ )	$14000\sqrt{f'_c}$	kg/cm²
Esfuerzo de fluencia del refuerzo ( $F_y$ )	4220	kg/cm²
<i>Elementos viga-columna acero ASTM A992</i>		
Esfuerzo de fluencia de ( $F_y$ )	3515	kg/cm²
Módulo de elasticidad acero ( $E_s$ )	$2.04 \times 10^6$	kg/cm²

Para los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ), las secciones empleadas se muestran en la tabla 4.3 y para el marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ), se muestran en la tabla 4.4.

**Tabla 4.3 — Secciones consideradas en la estructura dúctil ( $Q = 4$ ).**

<i>Sección en vigas</i>	<i>Secciones en columnas</i>		
<i>Sótano y Niveles 1 a 4</i>		<i>Sótano y Niveles 1 y 2</i>	<i>Niveles 3 y 4</i>
W21x62	<i>Exterior</i>	W14x68	W14x38
	<i>Interior</i>	W14x82	W14x53

**Tabla 4.4 — Secciones consideradas en la estructura no dúctil ( $Q = 2$ ).**

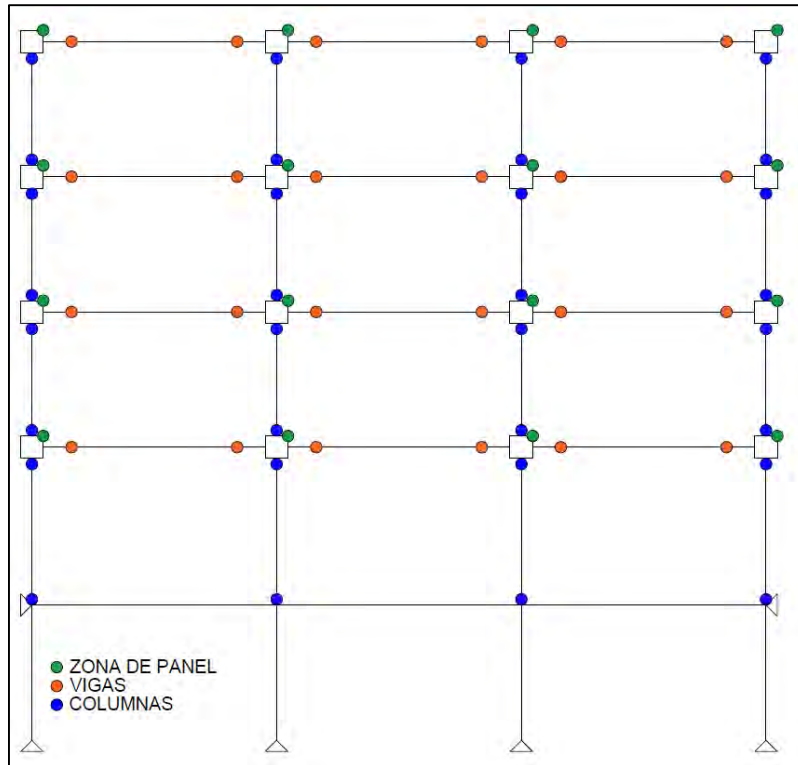
<i>Sección en vigas</i>	<i>Secciones en columnas</i>		
<i>Sótano y Niveles 1 a 4</i>		<i>Sótano y Niveles 1 y 2</i>	<i>Niveles 3 y 4</i>
W33x130	<i>Exterior</i>	W14x120	W14x74
	<i>Interior</i>	W14x145	W14x109

### 4.3 Descripción del modelo no-lineal tipo

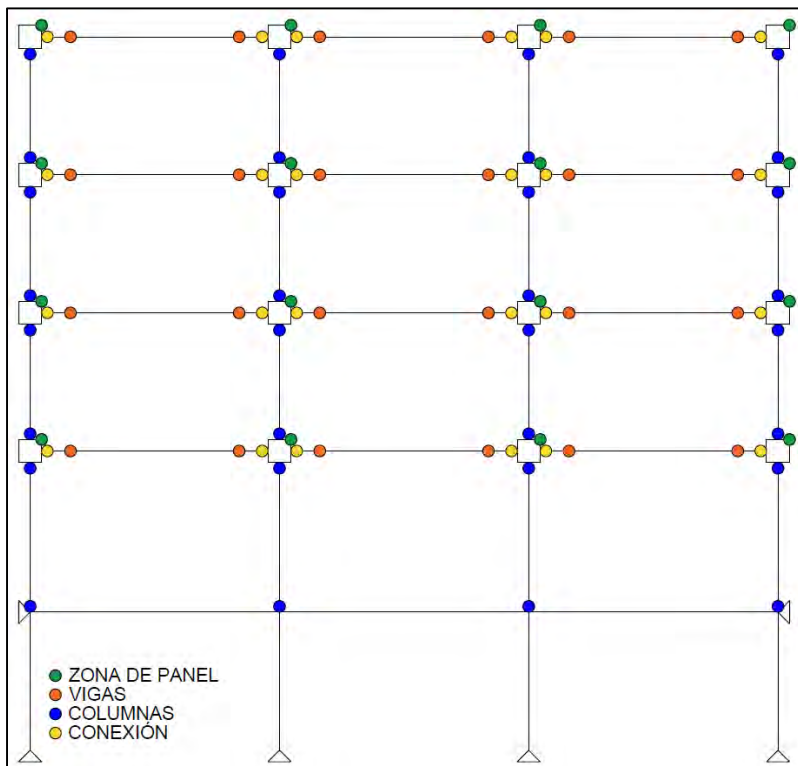
Al igual que las conexiones, los marcos también se modelan en el programa OpenSees. Los modelos computacionales de los marcos de estudio consideran elementos no lineales para las vigas, columnas, paneles y conexiones semirrígidas con tendones de acero y con tendones de nitinol. Para fines de comparación, este estudio también evaluó el comportamiento del mismo marco con conexiones rígidas con plasticidad concentrada y con plasticidad distribuida en fibras; estos dos últimos se realizaron con el objetivo de contrastar su respuesta con los marcos de conexiones semirrígidas, además de evaluar para ambos la degradación de rigidez y resistencia por daño acumulado. Debido a que la consideración con plasticidad concentrada representa mejor los efectos de la degradación de rigidez y resistencia ante cargas cíclicas, los marcos con conexiones semirrígidas solo se realizaron con un criterio de plasticidad concentrada. Los modelos del estudio consideran la zona del panel como se discute en la sección 3.3.1.

#### 4.3.1 Modelos de plasticidad concentrada

En la figura 4.2 se muestra un esquema del modelo no-lineal del marco con conexión rígida, mientras que en la figura 4.3 se muestra el modelo no-lineal del marco con conexión semirrígida, ambos marcos con un modelo de plasticidad concentrada. En ambas figuras se observan elementos de longitud cero en donde se asignan resortes con comportamiento no-lineal tanto para vigas y columnas (círculos con fondo naranja y azul respectivamente), así como para la zona del panel (círculos con fondo verde). En el caso de la figura 4.3, además se observan elementos de longitud cero en donde se asignan resortes con comportamiento no-lineal para las conexiones semirrígidas (círculos con fondo amarillo), ya sea con la variante de tendones de acero, o bien, con la de tendones de nitinol.



**Figura 4.2— Esquema de los resortes del modelo de plasticidad concentrada con conexión rígida**



**Figura 4.3— Esquema de los resortes del modelo de plasticidad concentrada con conexión semirrígida**

En los modelos con plasticidad concentrada, la no linealidad de vigas y columnas se considera por medio de un resorte no lineal asignado a un elemento de longitud cero ubicado en sus extremos; este elemento está conformado un por un material bilineal que simula el modelo de deterioro Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK) que se muestra en la figura 4.4 (Lignos y Krawinkler, 2010).

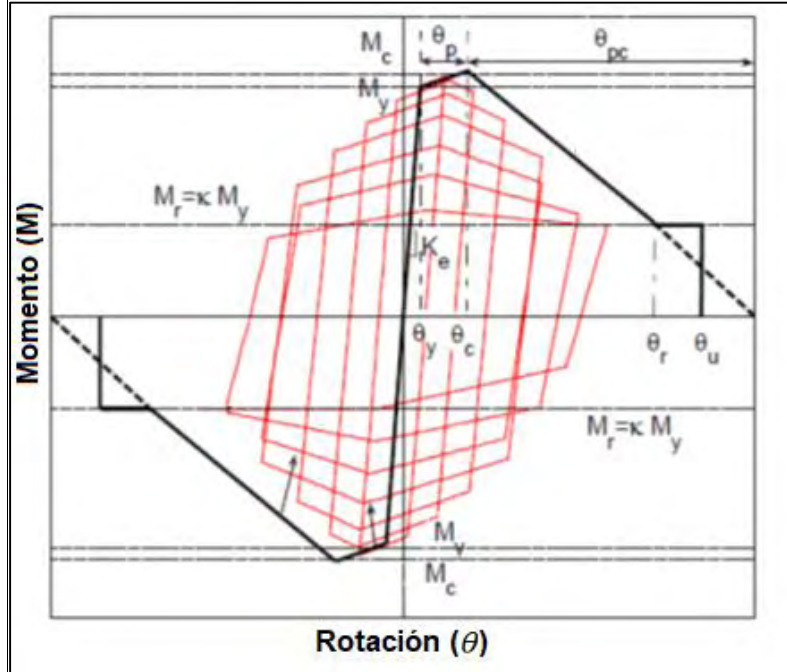


Figura 4.4 — Modelo de deterioro Ibarra-Medina-Krawinkler (OpenSees, 2018)

El momento resistente esperado a la fluencia,  $M_y$ , de una viga que se determina con la ecuación (4.1), donde  $Z$  es el módulo de sección plástica, y  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia nominal del acero.

$$M_y = 1.1ZF_y \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

La rigidez efectiva elástica,  $k_e$  se define como el cociente del momento resistente elástico,  $M_y$ , y la rotación a la fluencia,  $\theta_y$  (ecuación 4.2).

$$k_e = \frac{M_y}{\theta_y} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

El momento resistente último,  $M_c$ , se determina con la ecuación 4.3, que considera una sobrerresistencia del 10% sobre la resistencia a la fluencia  $M_y$ .  $\theta_c$  Es la rotación última

$$M_c = 1.1M_y \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

En la figura 4.5,  $\theta_p$  es la rotación plástica previa a la rotación última,  $\theta_c$ , que se determina con la ecuación 4.4, mientras que  $\theta_{pc}$  es la rotación plástica posterior a la rotación última,  $\theta_c$ , que se calcula con la ecuación 4.5.



$$\theta_p = 0.0865 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.14} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.34} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0.721} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0.23} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

$$\theta_{pc} = 5.63 \left(\frac{h}{t_w}\right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-0.8} \left(\frac{c_{unit}^1 d}{533}\right)^{-0.28} \left(\frac{c_{unit}^2 F_y}{355}\right)^{-0.43} \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

Donde  $h/t_w$  y  $b_f/2t_f$  son relaciones de esbeltez, mientras que  $L/d$  es la relación largo-peralte de la viga. Los coeficientes  $c_{unit}^1$  y  $c_{unit}^2$  se utilizan para realizar una conversión de unidades donde se toman como 1.0 si se usan unidades en mm. y MPa, o bien, valores de 25.4 y 6.895, respectivamente, si se usan unidades en pulgadas y ksi.

La resistencia residual  $M_r$  se obtiene con la ecuación 4.6, donde se considera que el factor de resistencia residual  $\kappa$ , el cual se asume igual a 0.4 del lado positivo y negativo.

$$M_r = \frac{\kappa}{M_y} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

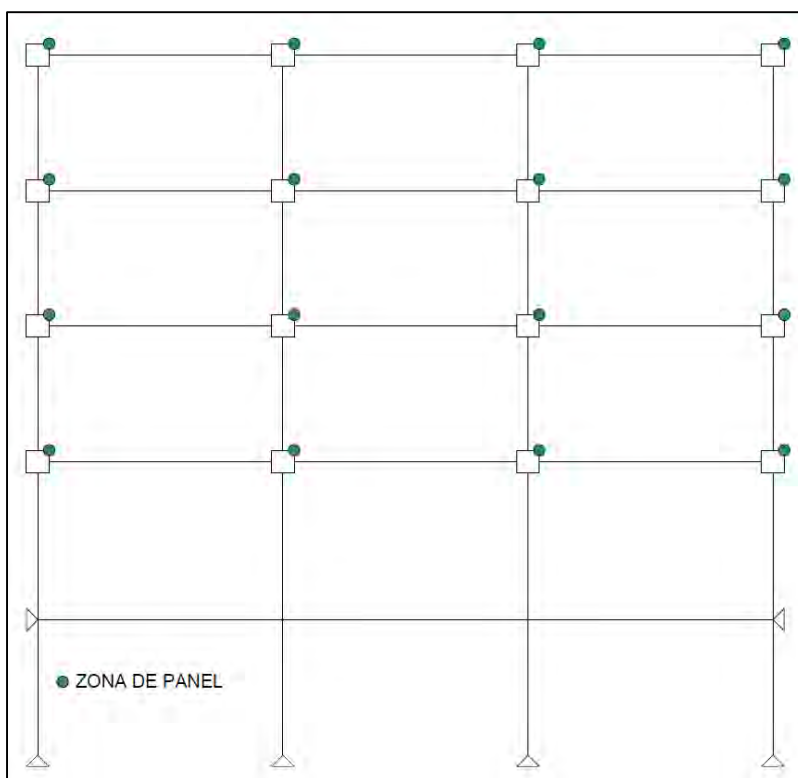
La rotación última  $\theta_u$  se fijó a 0.15 radianes tanto para valor positivo y negativo. Los resortes del modelo de deterioro IMK para vigas y columnas se encuentran ubicados en sus extremos, pero a una distancia de la zona de panel de 0.5 veces el peralte de la columna para el caso de vigas, y en la unión entre columna y panel para el caso de las columnas.

El panel se modela de acuerdo con lo establecido en la sección 3.3.1.2. Para el caso de los modelos de conexión semirrígida se considera que los resortes están ubicados en la unión entre la viga y la zona de panel, y su formulación se basa en lo establecido en las secciones 3.3.2.1 y 3.3.2.2.

#### 4.3.2 Modelo de plasticidad distribuida

Para el modelo se emplea plasticidad distribuida por medio de fibra en vigas y columnas a través del elemento no-lineales (*i.e. forceBeamColumn*), y en los cuales se asignan las secciones transversales en puntos de integración Gauss-Lobatto a lo largo del miembro estructural. La sección transversal en cada punto de integración se discretiza en fibras, y en las cuales se asigna la ley constitutiva del material. Como ya se mencionó anteriormente solo se realizaron modelos de fibras considerando conexión rígida debido a que el modelo no considera la degradación de rigidez y resistencia.

En la figura 4.5 se muestra un esquema del modelo con plasticidad distribuida y conexión rígida. En el marco se modelan las vigas y columnas como elementos no lineales con cinco puntos de integración con secciones fibra a lo largo del miembro, mientras que la zona del panel se modela como se establece en la sección 3.3.1 con cuatro elementos biarticulados y conectados a un resorte rotacional con comportamiento no-lineal (círculos con fondo verde).



**Figura 4.5— Esquema del modelo de fibras con conexión rígida**

#### 4.4 Análisis modal espectral

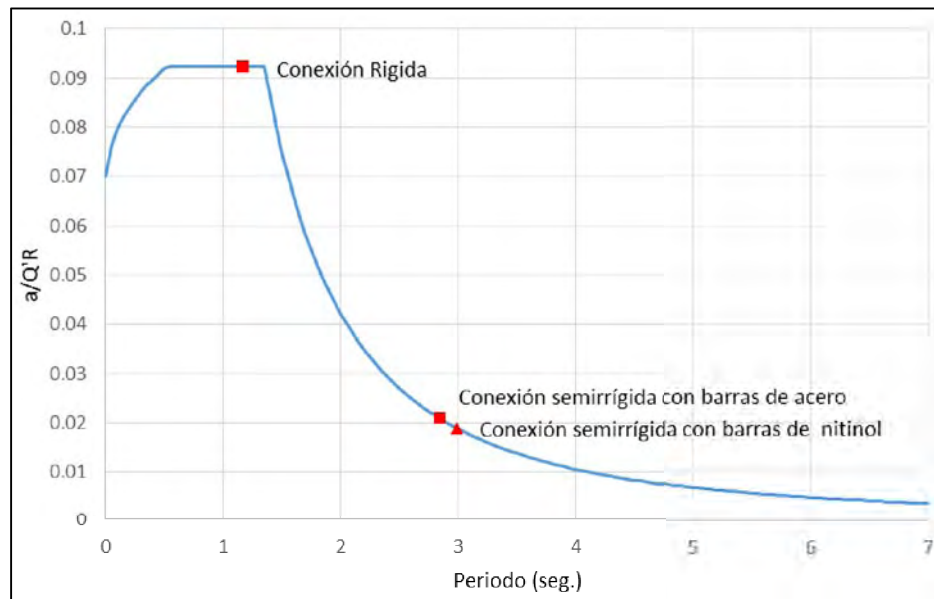
En la tabla 4.5 se presentan los periodos fundamentales que se obtienen de un análisis modal espectral de los marcos de acero que se evalúan en este estudio, y en los cuales se consideran conexiones (i.e. rígidas y semirrígidas), y diferente criterio de plasticidad (i.e. concentrada y distribuida). Se recuerda que todos los marcos tienen cuatro niveles y un sótano como se ilustra en la figura 4.1, y las secciones que se resumen en la tabla 4.3 y 4.4.

Evidentemente el crecimiento del periodo fundamental en el marco con conexiones semirrígidas se debe a la flexibilidad de las conexiones, y que por tanto también se ve reflejado como una flexibilidad de todo el sistema estructural.

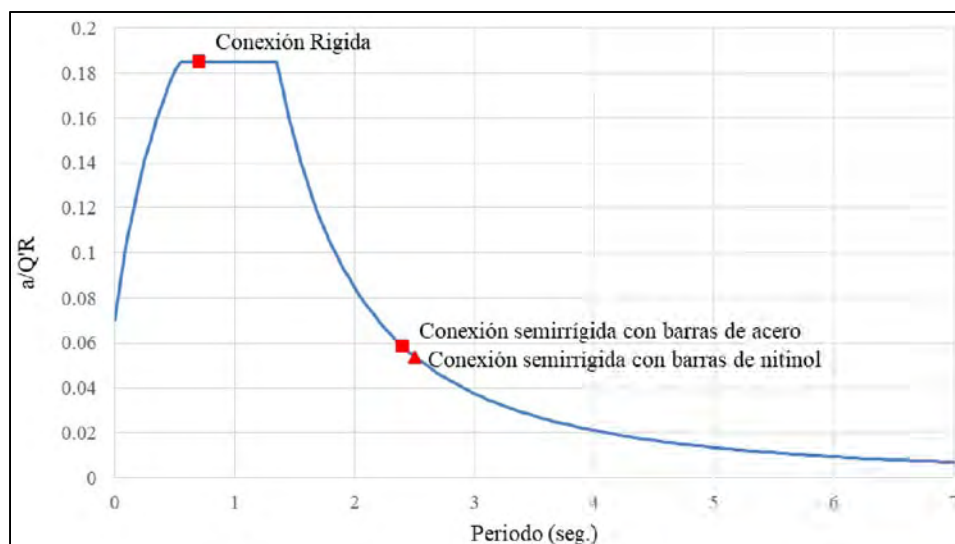
**Tabla 4.5 — Periodos fundamentales de los marcos**

<i>Ductilidad</i>	<i>Conexión</i>	<i>Plasticidad</i>	<i>Periodo (segundos)</i>
2	Rígida	Distribuida en fibras	0.71
	Rígida	Concentrada	0.69
	Semirrígida nitinol	Concentrada	2.5
	Semirrígida Acero	Concentrada	2.4
4	Rígida	Distribuida en fibras	1.19
	Rígida	Concentrada	1.17
	Semirrígida nitinol	Concentrada	2.99
	Semirrígida Acero	Concentrada	2.85

Los desplazamientos laterales se obtuvieron a partir de la aplicación de las fuerzas de diseño obtenidas del espectro realizado con el apéndice A de las NTC-DS (2004). El espectro para el marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) se muestra en la figura 4.6 y el espectro para el marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) en la figura 4.7. En cada espectro se muestra con una etiqueta roja la aceleración y el periodo correspondiente para marcos con conexiones semirrígidas (tendones de nitinol o acero A36) y para el marco con conexión rígida.



**Figura 4.6— Espectro realizado con el apéndice A de las NTC-DS (2004) para ( $Q = 4$ ).**



**Figura 4.7— Espectro realizado con el apéndice A de las NTC-DS (2004) para ( $Q = 2$ ).**

La revisión de los desplazamientos laterales se limitó a los límites establecidos en el Apéndice A de las NTC-DS (2004), valores que coinciden con los valores límite en las vigentes NTC-DS (2017), y en donde se establecen los límites para distorsiones de servicio (0.004) y para distorsiones ante el colapso (0.015 para  $Q=2$  y 0.03 para  $Q=4$ ).

#### 4.4.1 Marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ )

Para satisfacer el límite de servicio es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural con los espectros reducidos multiplicadas por el factor ( $Q'R/7$ ) sean menores a 0.004 como se muestra en la figura 4.8. Para el límite ante colapso es necesario que las distorsiones obtenidas multiplicadas por ( $QR$ ) sean menores a 0.015 como se muestra en la figura 4.9.

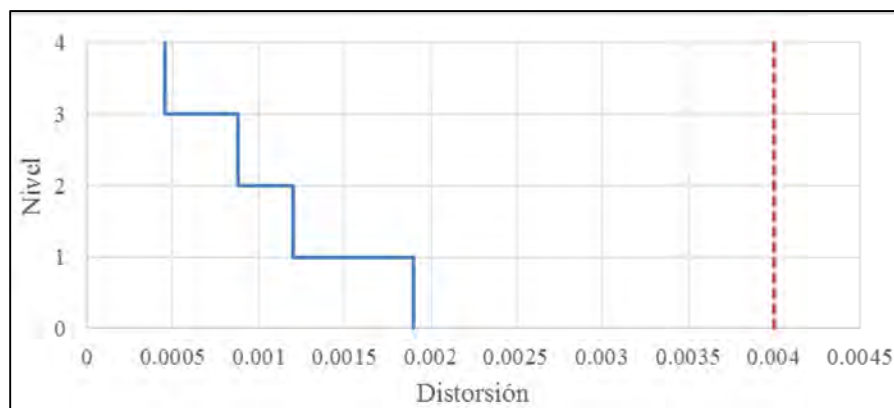


Figura 4.8— Distorsión de servicio con ( $Q = 2$ ).

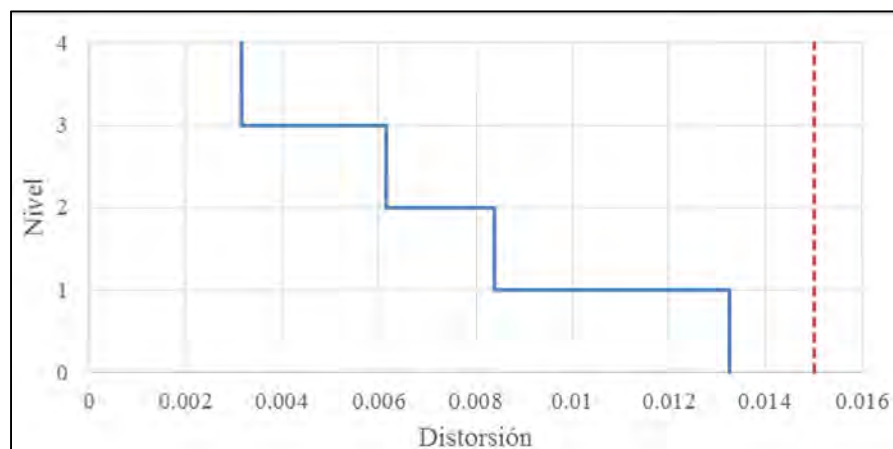


Figura 4.9— Distorsión ante el colapso con ( $Q = 2$ ).

Las distorsiones de entrepiso de los marcos con ductilidad baja cumplen adecuadamente con los límites establecidos por las NTC-DS (2004) para distorsiones ante colapso y de servicio. A pesar de que el marco presenta distorsiones límite de servicio y colapso menores a los límites establecidos por las normas locales, se aprecia que la mayor distorsión se presenta en la planta baja del marco.

#### 4.4.2 Marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ )

Para satisfacer el límite de servicio de marcos con ductilidad alta es necesario que las distorsiones obtenidas del análisis estructural con los espectros reducidos multiplicadas por el factor  $(Q'R/7)$  sean menores a 0.004 como se muestra en la figura 4.10. Para el límite ante colapso es necesario que las distorsiones obtenidas multiplicadas por  $(QR)$  sean menores a 0.030 como se muestra en la figura 4.11.

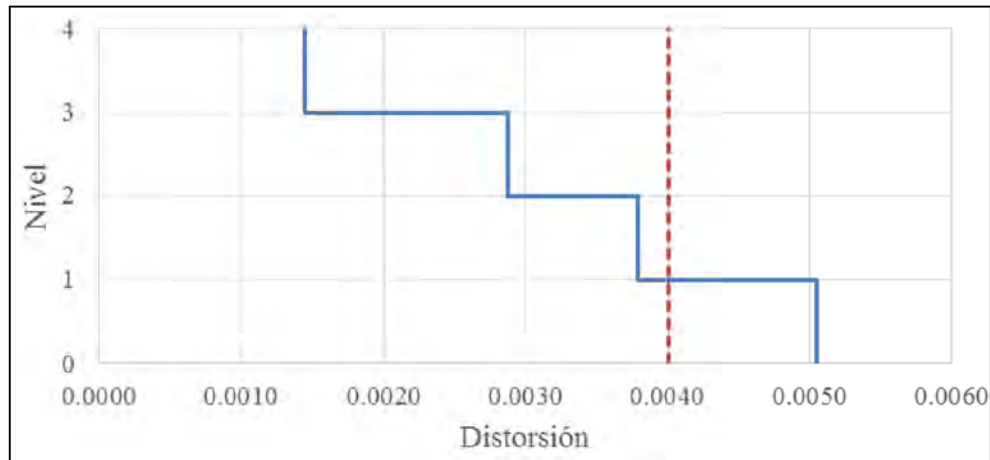


Figura 4.10— Distorsión de servicio con ( $Q = 4$ ).

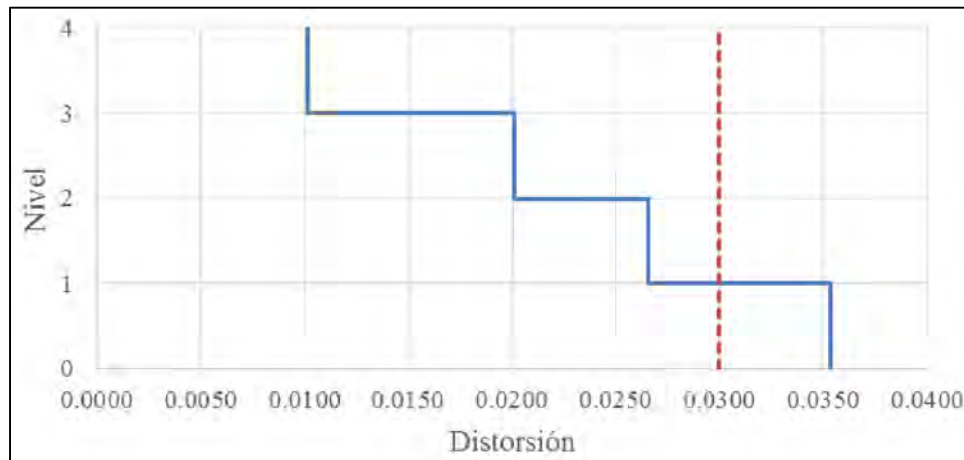


Figura 4.11— Distorsión ante el colapso con ( $Q = 4$ ).

Los desplazamientos relativos laterales del marco con ductilidad alta rebasan los límites de distorsión establecidos por el apéndice A de las NTC-DS (2004) para los estados límite de servicio y colapso. A pesar de que el marco no es adecuado y presenta una baja rigidez en la planta baja, se decide continuar con los análisis incrementales y cíclicos.

#### 4.5 Análisis estáticos no-lineales

Los análisis estáticos no-lineales son una herramienta usada para la evaluación del desempeño de una estructura. En el análisis estático no-lineal, la estructura está sujeta a una carga lateral incremental cuya distribución representa las fuerzas de inercia esperadas durante el sismo. La carga lateral se aplica hasta que el desplazamiento impuesto llega al "desplazamiento objetivo". El procedimiento estático no lineal es aplicable a edificios regulares de poca altura, donde la respuesta está dominada por el primer modo fundamental de vibrar. Es menos adecuado para edificios más altos, delgados o irregulares, donde los efectos de torsión son considerables e influyen los modos de vibrar superiores.

Las fuerzas laterales que se aplican a la estructura se determinaron a partir del Apéndice A de las NTC-DS (2004). La distribución de fuerzas laterales se aplica de forma triangular y la fuerza correspondiente al nivel  $i$  se determina como:

$$F_r = W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \left( \frac{a}{Q'R} \right) \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

Donde  $W_i$  y  $h_i$  son el peso y la altura del  $i$ -ésimo nivel sobre el terreno, respectivamente.  $a$  Es la ordenada del espectro de aceleraciones expresada como fracción de la gravedad,  $R$  es el factor de reducción por sobrerresistencia y  $Q'$  es el factor de reducción de fuerzas por ductilidad.

El análisis estático no-lineal (*pushover*) se utiliza para determinar el valor de cortante máximo  $V_{max}$  y desplazamiento último  $\delta_u$ , y posteriormente éstos se utilizan para determinar otros parámetros de interés. En la literatura internacional se define al factor de sobrerresistencia  $R$  como la relación de cortante máximo,  $V_{max}$ , y cortante de diseño,  $V$ , como se muestra en la ecuación 4.8; por su parte, el factor de ductilidad  $\mu_T$  se define como la relación de desplazamiento último  $\delta_u$  y desplazamiento de fluencia efectivo  $\delta_{y,eff}$  a nivel de azotea como se muestra en la ecuación 4.9. El FEMA P695 (2009) define al desplazamiento último como aquel donde la resistencia post-fluencia es  $0.8V_{max}$ , mientras que el desplazamiento de fluencia efectivo a nivel de azotea se determina por la ecuación 5.1.

$$R = \frac{V_{max}}{V} \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (\text{Ecuación 4.9})$$

$$\delta_{y,eff} = C_o \left( \frac{V_{max}}{W} \right) \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) [\max(T, T_1)]^2 \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

El coeficiente  $C_o$  relaciona el desplazamiento de azotea en el modo fundamental, y se determina con la ecuación 5.2 de acuerdo con FEMA P695 (2009).  $W$  es el peso de la estructura,  $g$  es la constante de gravedad,  $T$  es el periodo fundamental que se determina a partir de la ecuación 5.3 de acuerdo con lo establecido por el ASCE/SEI 7 (2016), y  $T_1$  es el periodo fundamental que se obtiene mediante un análisis modal con eigenvalores.

$$C_o = \phi_{1,r} \left( \frac{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}}{\sum_1^N m_x \phi_{1,x}^2} \right) \quad (\text{Ecuación 5.1})$$

En la ecuación anterior,  $m_x$  es la masa en el nivel  $x$ ,  $\phi_{1,x}$  es la ordenada del modo fundamental en el nivel  $x$  (azotea),  $N$  es el número de niveles, y  $h_n$  es la altura del edificio.

$$T = 1.4(0.028)h_n^{0.8} \quad (\text{Ecuación 5.3})$$

Para cuantificar estos valores, las cargas laterales se aplican monótonamente hasta el punto último en donde hay una pérdida del 20% de la capacidad a cortante en la base ( $0.8V_{max}$ ) como se ilustra en la figura 4.12 con una curva de capacidad (*pushover*) idealizada.

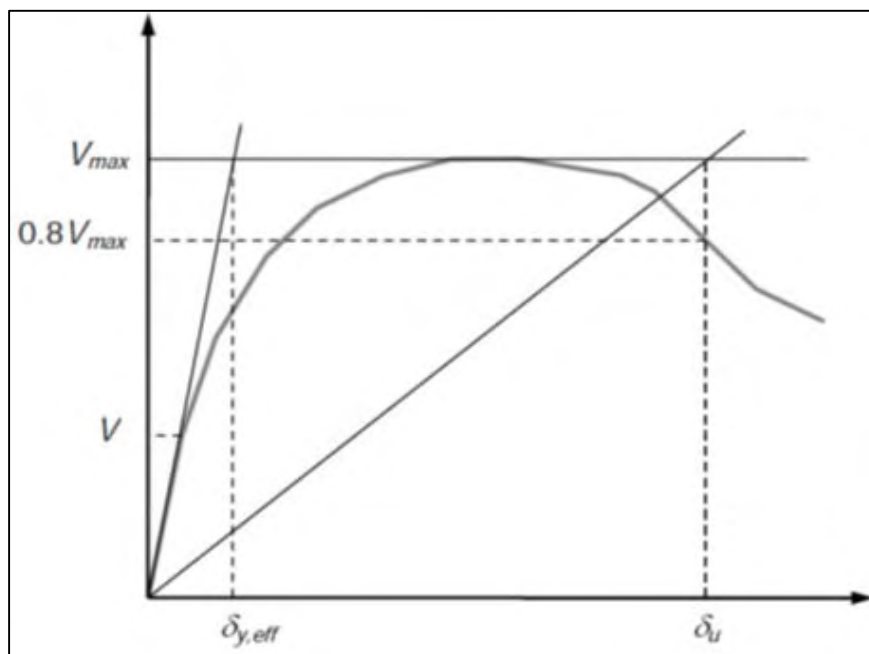


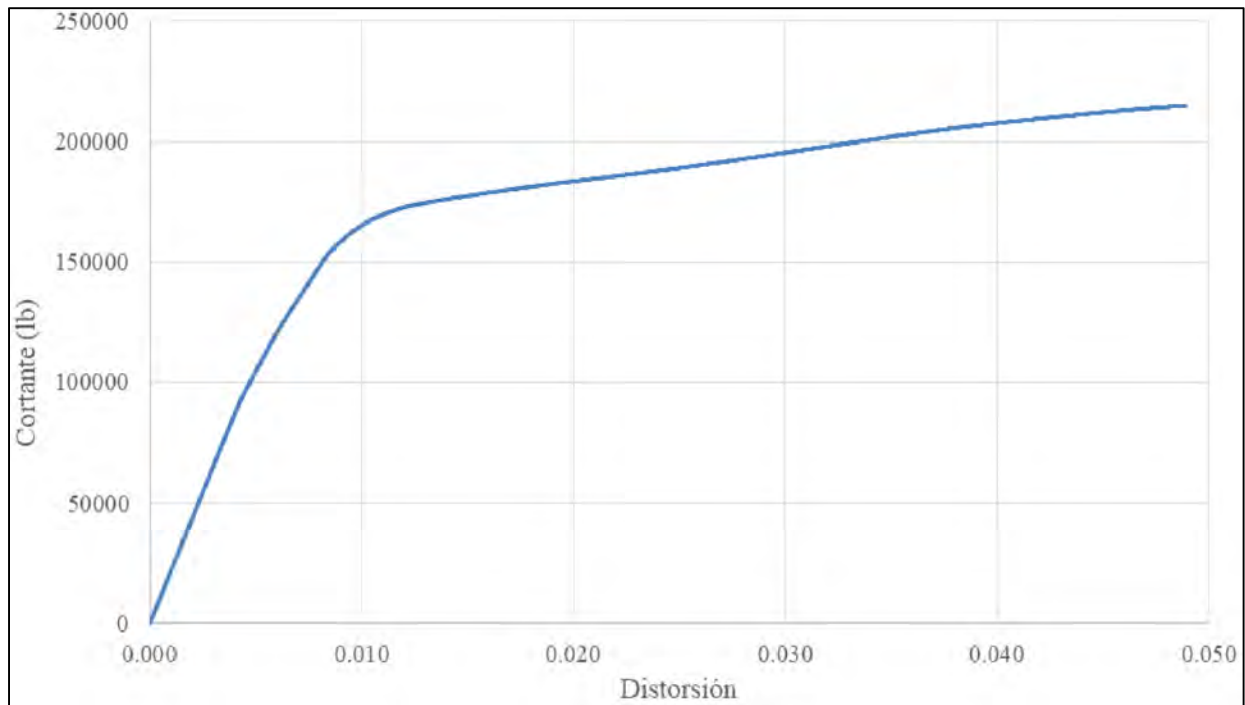
Figura 4.12— Curva de capacidad Cortante - Desplazamiento idealizada (FEMA P695, 2009)

#### 4.5.1 *Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones rígidas y ductilidad baja ( $Q = 2$ )*

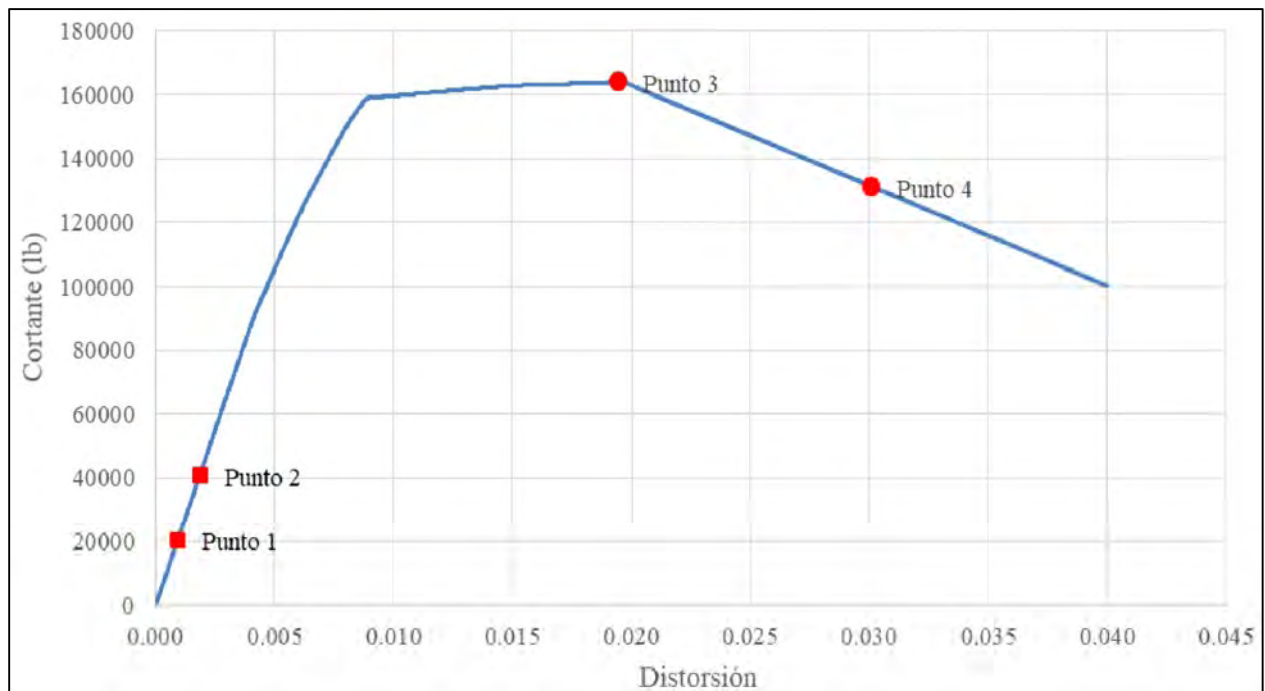
Las curvas de capacidad resultado de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) se muestran a continuación en las figuras 4.13 y 4.14. La primera curva es resultado del análisis del marco que considera la plasticidad de los elementos por medio de fibras, la curva siguiente considera la plasticidad de los elementos concentrada en resortes. El objetivo de esta comparación es saber cuál de los modelos no lineales es el más adecuado para los intereses del proyecto.

En la figura 4.14 se muestra la curva de capacidad con cuatro puntos en color rojo. El primer punto es la formación de la primera articulación plástica, el segundo punto de la curva de capacidad es la fuerza cortante de diseño, el tercer punto es la capacidad máxima del marco a cortante y el cuarto punto es la deformación máxima antes del colapso.

En la figura 4.15 la comparación entre el modelo de fibras y el modelo de plasticidad concentrada muestra prácticamente la misma pendiente y capacidad a corte, la diferencia es notoria cuando el marco supera la distorsión de azotea de 0.009 ya que la capacidad a cortante comiza a diferir debido a que el modelo de fibras no considera degradación y el de plasticidad concentrada si la considera.

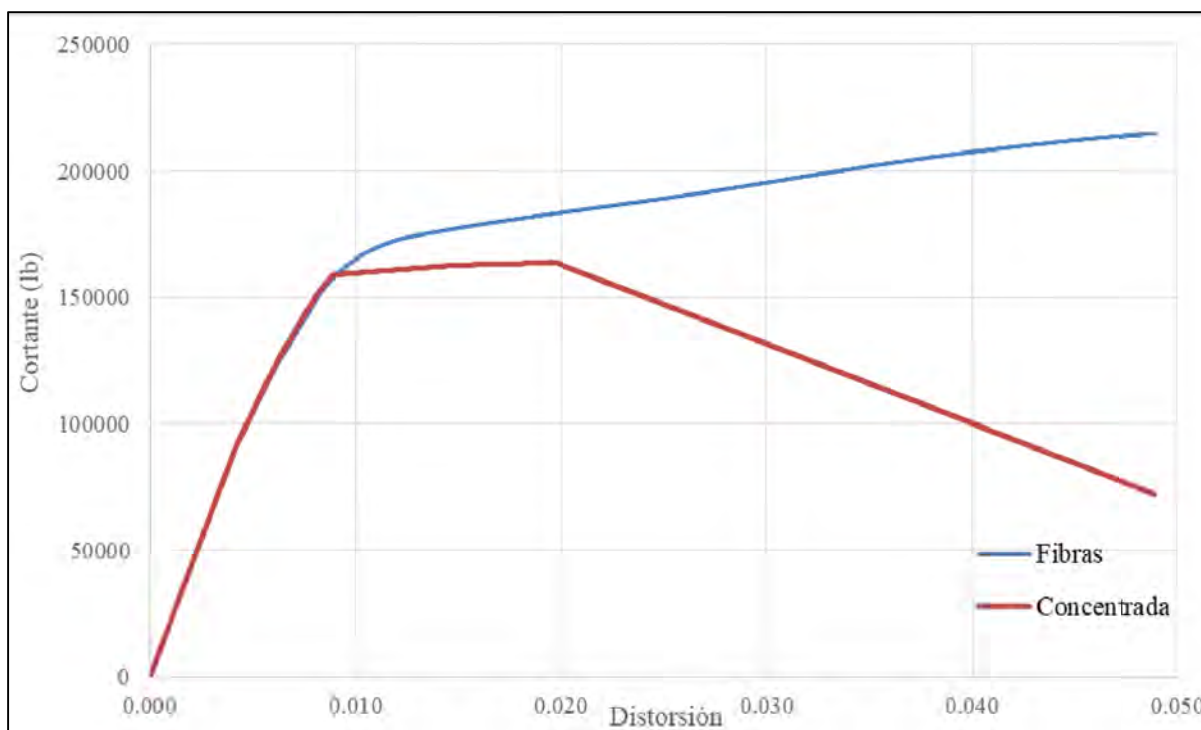


**Figura 4.13—** Curva de capacidad de marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida modelado con fibras



**Figura 4.14—** Curva de capacidad de marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida modelado con plasticidad concentrada



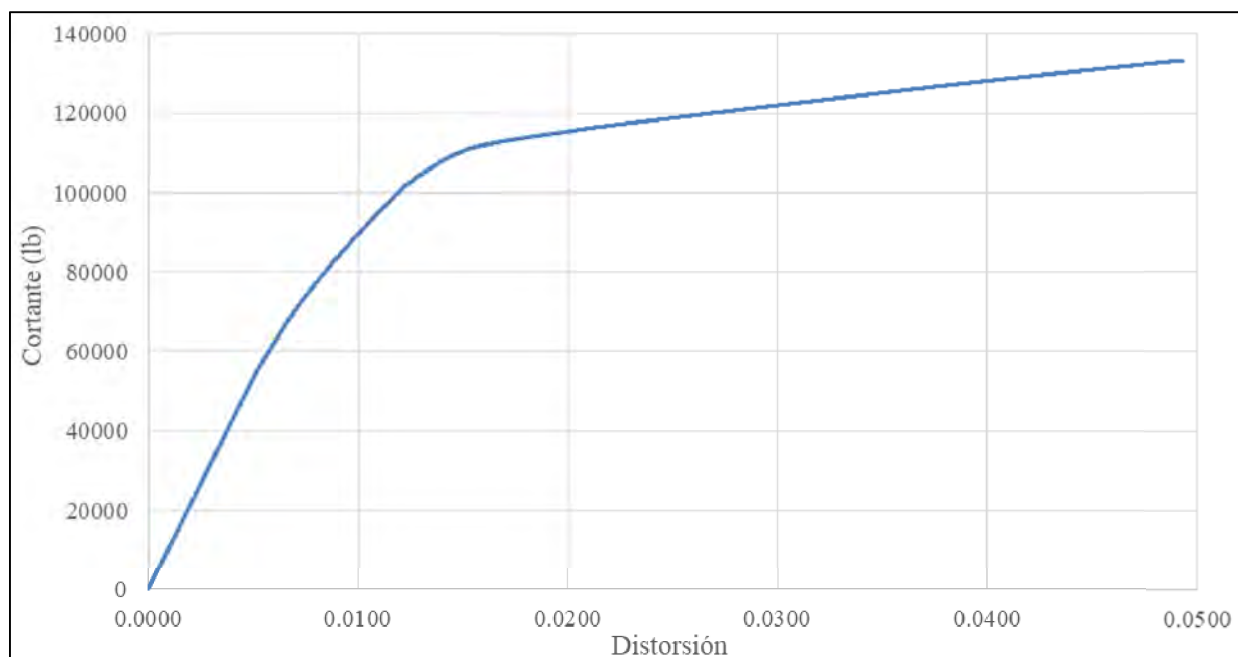


**Figura 4.15— Comparación de las curvas de capacidad para los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida modelados con fibras (línea azul) y con plasticidad concentrada (línea roja)**

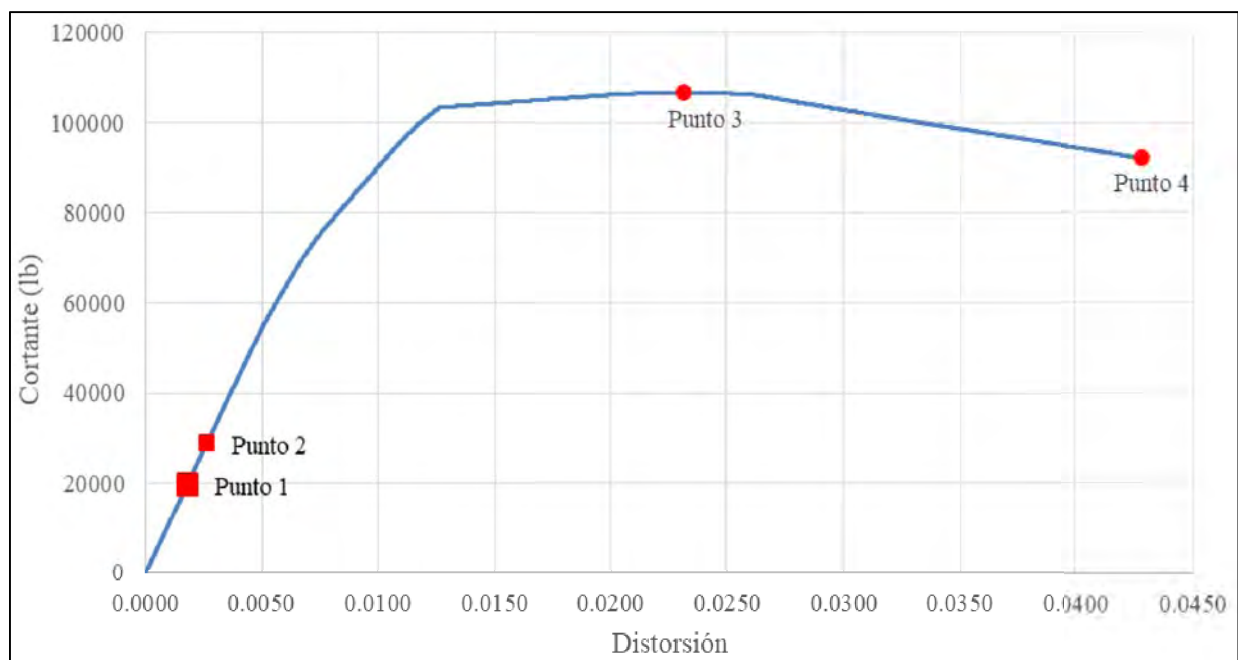
#### **4.5.2 *Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones rígidas y ductilidad alta ( $Q = 4$ )***

Las curvas de capacidad resultado de los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) se muestran a continuación en las figuras 4.16 y 4.17. La primera curva es resultado del análisis del marco que considera la plasticidad de los elementos por medio de fibras, la curva siguiente considera la plasticidad de los elementos concentrada en resortes.

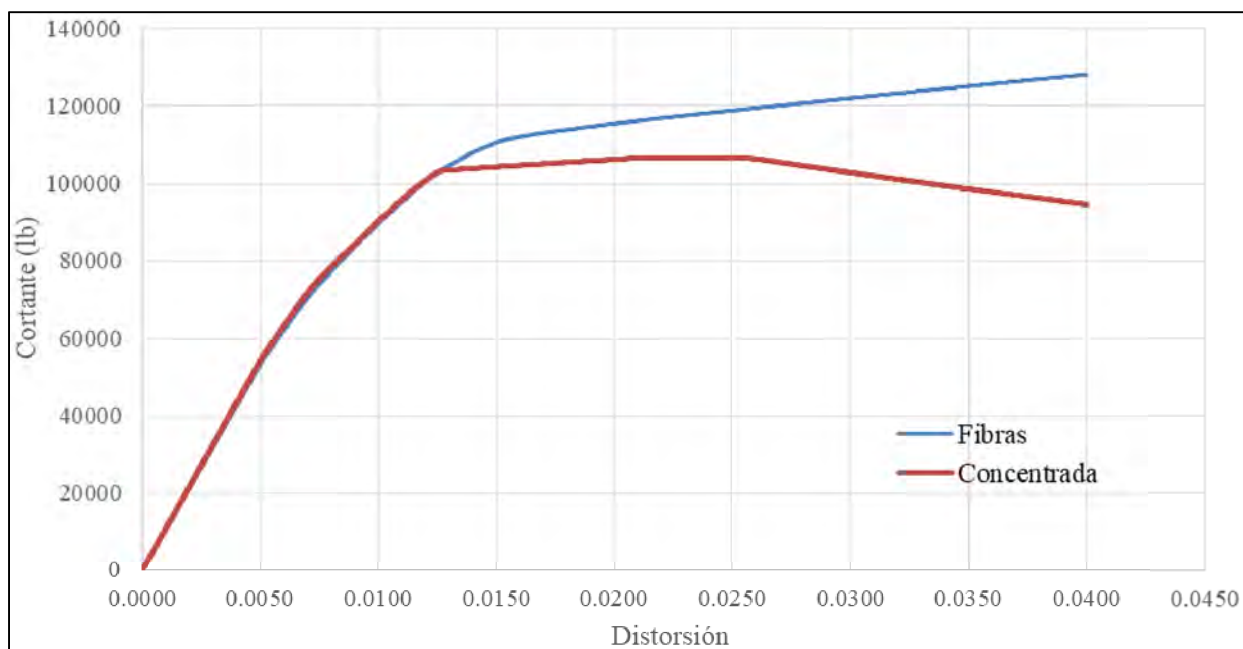
En la figura 4.17 se muestra la curva de capacidad con cuatro puntos en color rojo. El primer punto es la formación de la primera articulación plástica, el segundo punto de la curva de capacidad es la fuerza cortante de diseño, el tercer punto es la capacidad máxima del marco a cortante y el cuarto punto es la deformación máxima antes del colapso.



**Figura 4.16— Curva de capacidad del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida modelado con fibras**



**Figura 4.17— Curva de capacidad del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida modelado con plasticidad concentrada**



**Figura 4.18— Comparación de las curvas de capacidad para los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida modelados con fibras (línea azul) y con plasticidad concentrada (línea roja)**

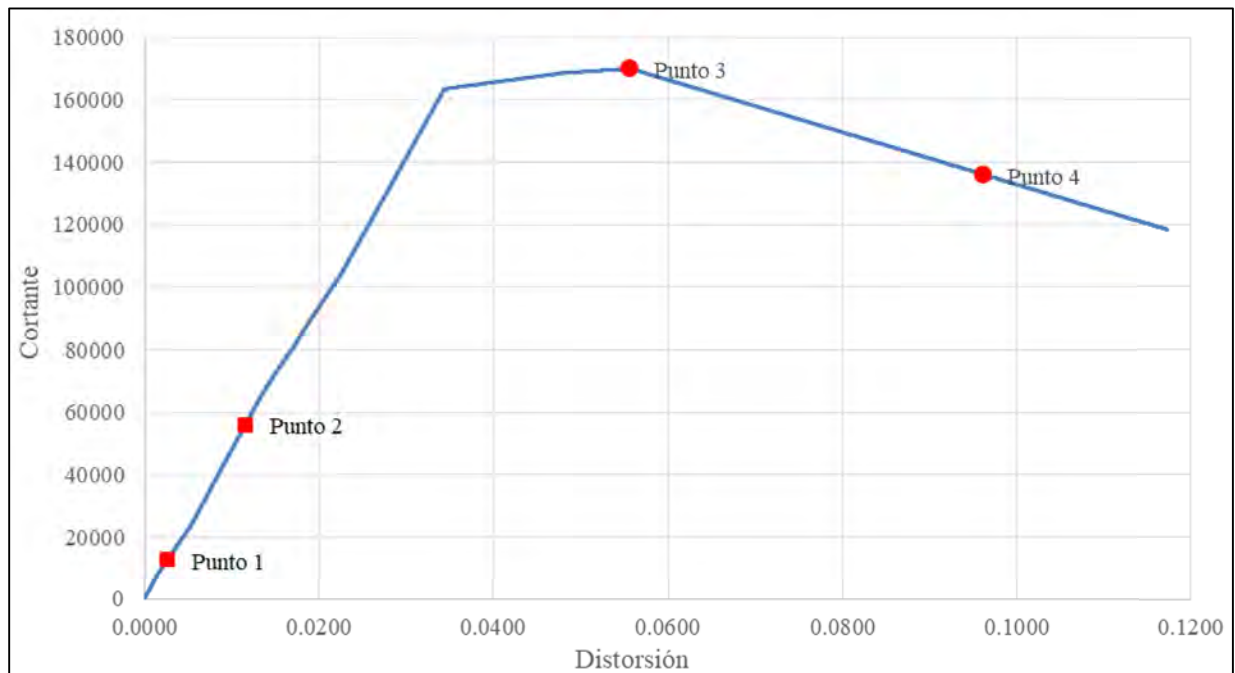
De las curvas de capacidad de los marcos de conexión rígida modelados a partir de fibras y de plasticidad concentrada se puede corroborar que lo más adecuado es que los modelos de los marcos con conexiones semirrígidas se modelen a partir de considerar la plasticidad concentrada en resortes. Lo anterior se debe a que no se puede aplicar la metodología que se presenta en FEMA P695 (2009) con marcos modelados con fibras, ya que para cuantificar los valores del factor de sobrerresistencia  $R$  y de ductilidad  $\mu_T$ , el análisis debe alcanzar la resistencia lateral máxima y posteriormente una pérdida del 20% de esta capacidad a cortante en la base ( $0.8V_{max}$ ).

#### 4.5.3 Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad baja ( $Q = 2$ )

En la figura 4.19 se muestra la curva de capacidad que se obtiene del análisis estático (*pushover*) para el marco con conexión semirrígida con barras de acero ASTM A36. Para este marco, los factores de desempeño sísmico que se muestran en la tabla 4.6 se obtienen con la metodología del FEMA P695 (2009). El primer punto de la curva de capacidad es la fuerza cortante de diseño, esta fuerza bajo en comparación a la del marco rígido debido a que el periodo del marco aumento. El segundo punto es la formación de la primera articulación plástica, el tercer punto es la capacidad máxima del marco a cortante y el cuarto punto es la deformación máxima antes del colapso.

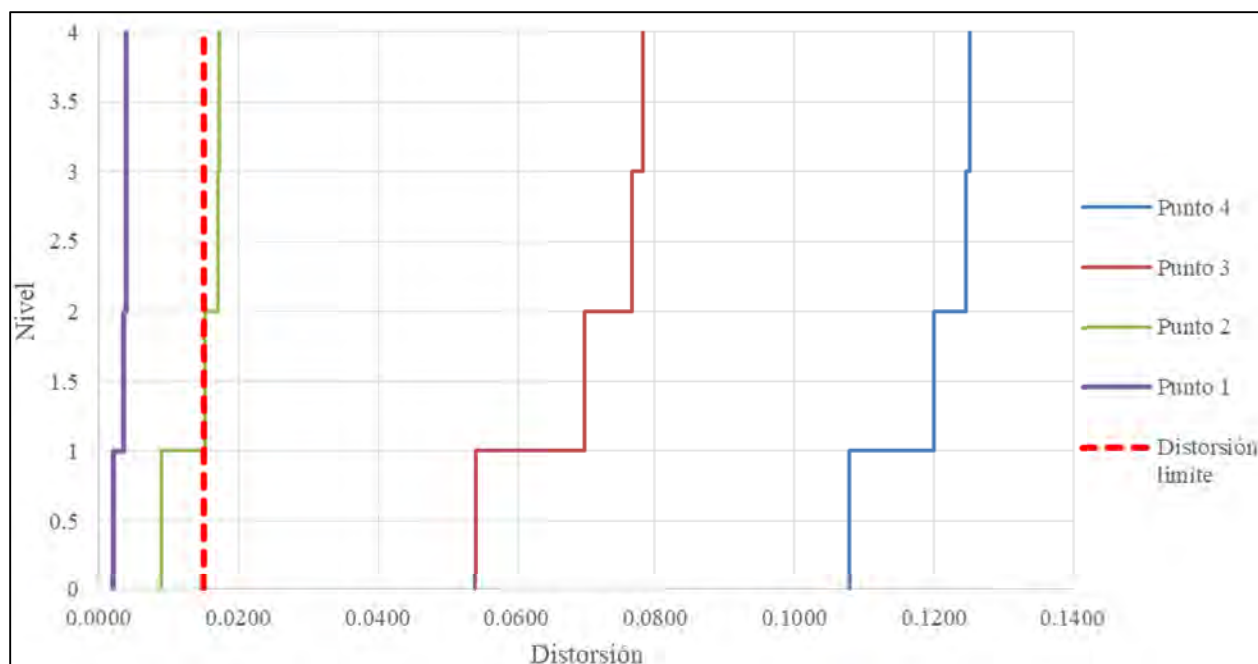
**Tabla 4.6 — Factores de desempeño sísmico acero A36 ( $Q = 2$ )**

Factor de sobrerresistencia ( $R$ )	Factor de ductilidad ( $\mu_T$ )
13.39	8.32



**Figura 4.19— Curva de capacidad para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida con tendones de acero A36**

En la figura 4.20 se muestran las distorsiones de entrepiso para los 4 distintos puntos de la curva de capacidad de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida con tendones de acero A36. En la gráfica 4.20 se puede ver una variación en la configuración de distorsiones de entrepisos y distorsiones mayores comparado con a la gráfica del marco con conexión rígida (figura 4.9). Además en la gráfica 4.20 se aprecia que la distorsión máxima ya no se presenta en el primer nivel.



**Figura 4.20— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y con conexión semirrígida de tendones de acero A36**

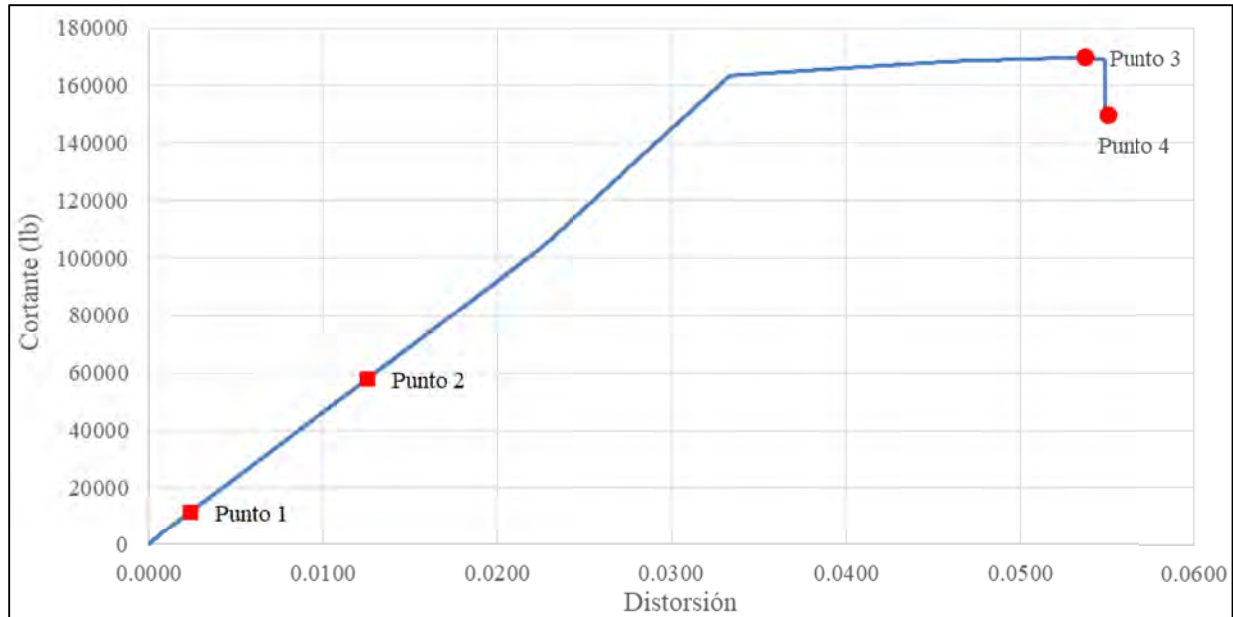
En la figura 4.21 se puede ver la curva de capacidad que se obtiene de los análisis estáticos (*pushover*) para el marco con conexión semirrígida con barras de nitinol. Para este marco, los factores de desempeño sísmico se obtienen con las ecuaciones 4.8 y 4.9 de esta sección. En la curva se puede ver que el marco no llegó al desplazamiento objetivo; este problema se atribuye a problemas de convergencia numérica en el análisis. El problema de convergencia se genera debido a la curva del material propuesto para modelar los tendones (ésta es la única variación que existe entre el modelo del marco con tendones de nitinol y con tendones de acero).

Los factores de desempeño sísmico se calcularon a pesar del problema de convergencia y se muestran en la tabla 4.7.

**Tabla 4.7 — Factores de desempeño sísmico nitinol ( $Q = 2$ )**

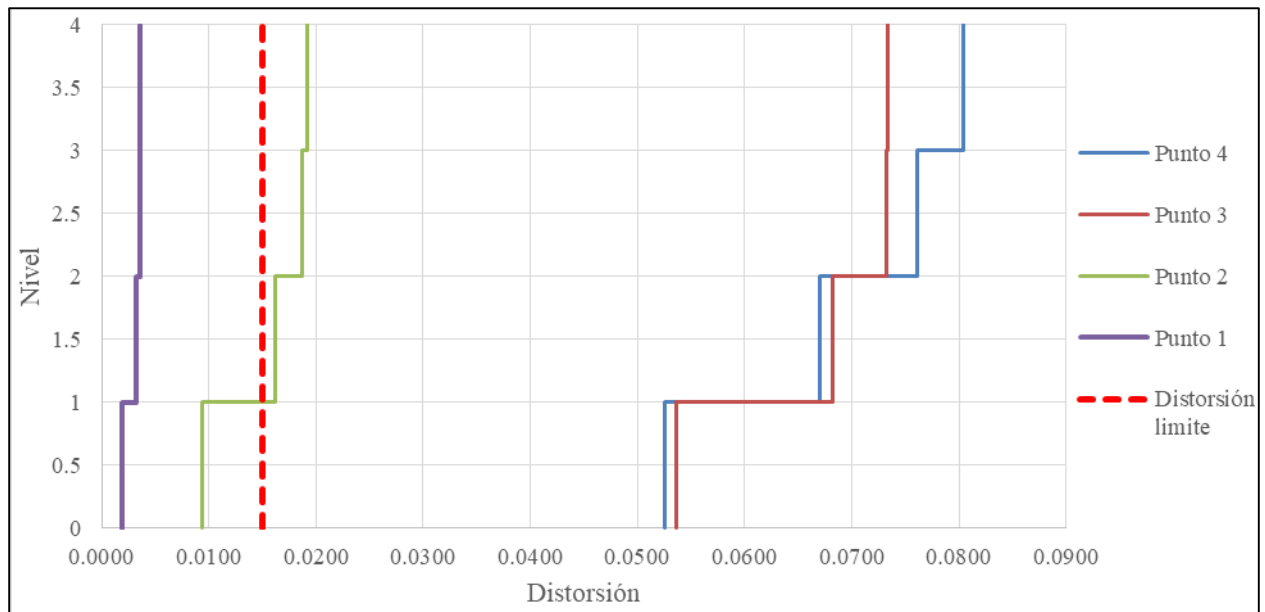
<i>Factor de sobrerresistencia (<math>R</math>)</i>	<i>Factor de ductilidad (<math>\mu_T</math>)</i>
14.52	4.39

El primer punto de la curva de capacidad de la figura 4.21 es la fuerza cortante de diseño, esta fuerza bajo en comparación a la del marco rígido debido a que el periodo del marco aumento. El segundo punto es la formación de la primera articulación plástica, el tercer punto es la capacidad máxima del marco a cortante y el cuarto punto es la deformación máxima antes del colapso.



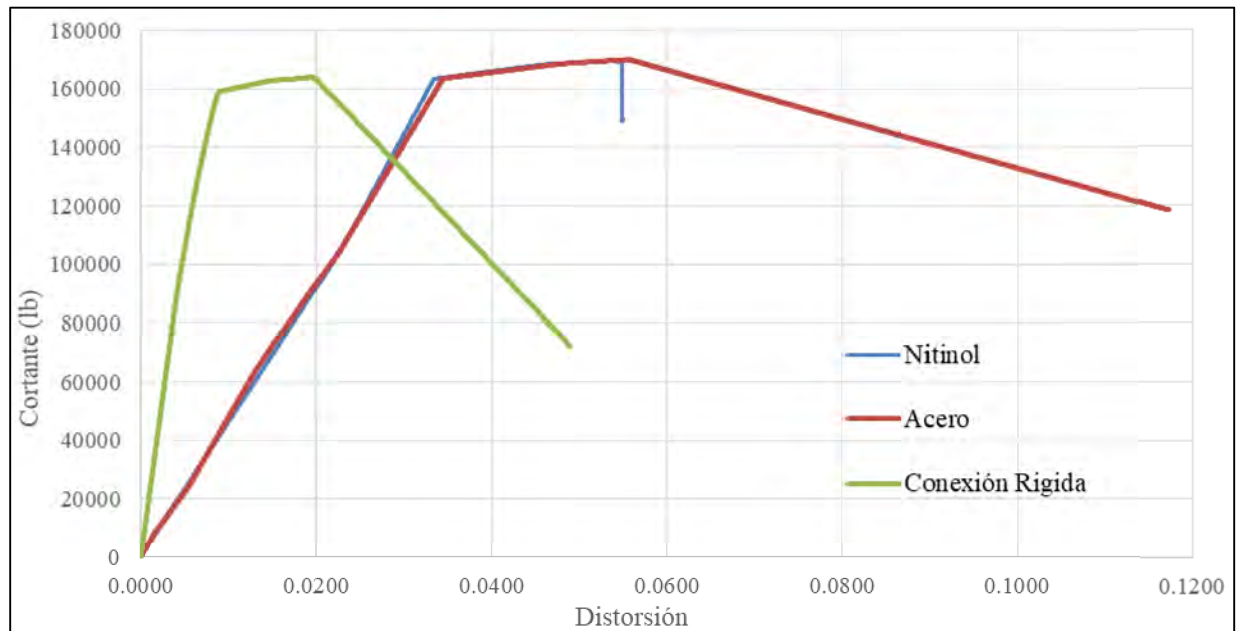
**Figura 4.21— Curva de capacidad para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol**

En la figura 4.22 se pueden ver las deformaciones en los cuatro puntos de la curva de capacidad del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida con tendones de nitinol. En esta grafica no hay una gran diferencia entre el punto 4 y 3 debido a que no se llegó al desplazamiento objetivo.



**Figura 4.22— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol**

En la gráfica 4.23 se realiza una comparación de la curva de capacidad del marco con tendones de nitinol, con tendones de acero y con conexión rígida para el caso de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ). En la gráfica se aprecia que las conexiones semirrígidas presentaron aproximadamente las mismas pendientes en las curvas de capacidad. Como es de esperarse el marco con conexión semirrígida presentó mayor rigidez y una menor capacidad de deformación.



**Figura 4.23— Comparación de curvas de capacidad de los marcos con conexión semirrígida de tendones de nitinol y de tendones de acero A36 con ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

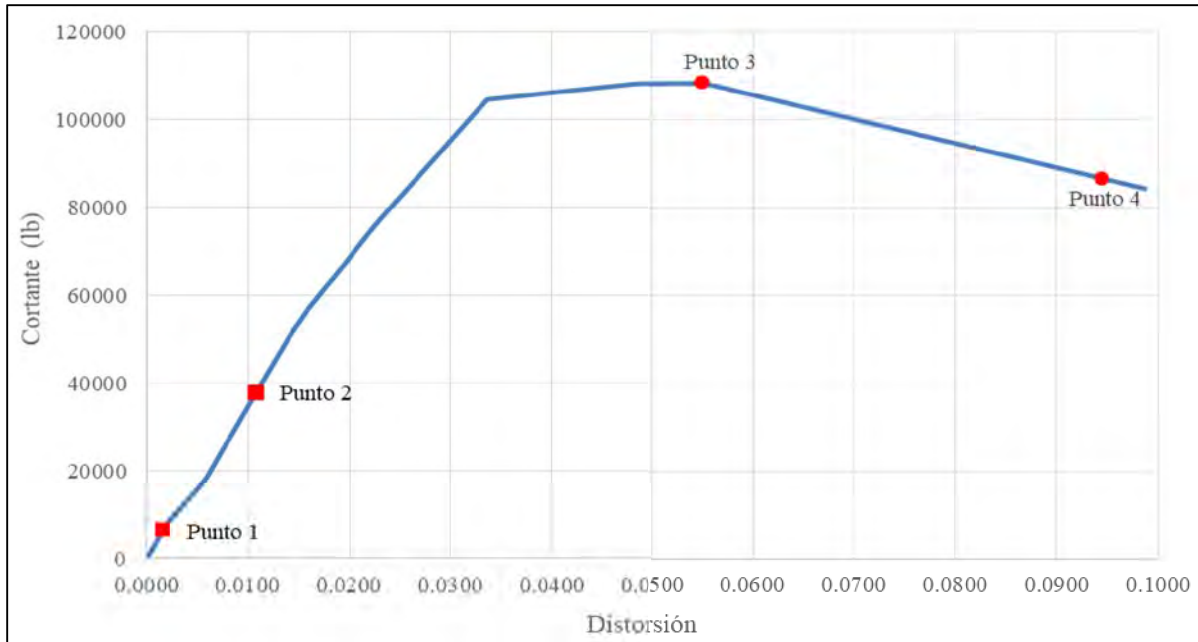
#### 4.5.4 Análisis estáticos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad alta ( $Q = 4$ )

La figura 4.24 muestra la curva de capacidad que se obtiene de los análisis estáticos (*pushover*) para el marco con conexión semirrígida con barras de acero ASTM A36. Para este marco, los factores de desempeño sísmico que se obtienen con las ecuaciones 4.8 y 4.9 de esta sección. Los factores se muestran en la tabla 4.8.

**Tabla 4.8 — Factores de desempeño sísmico acero A36 ( $Q = 4$ )**

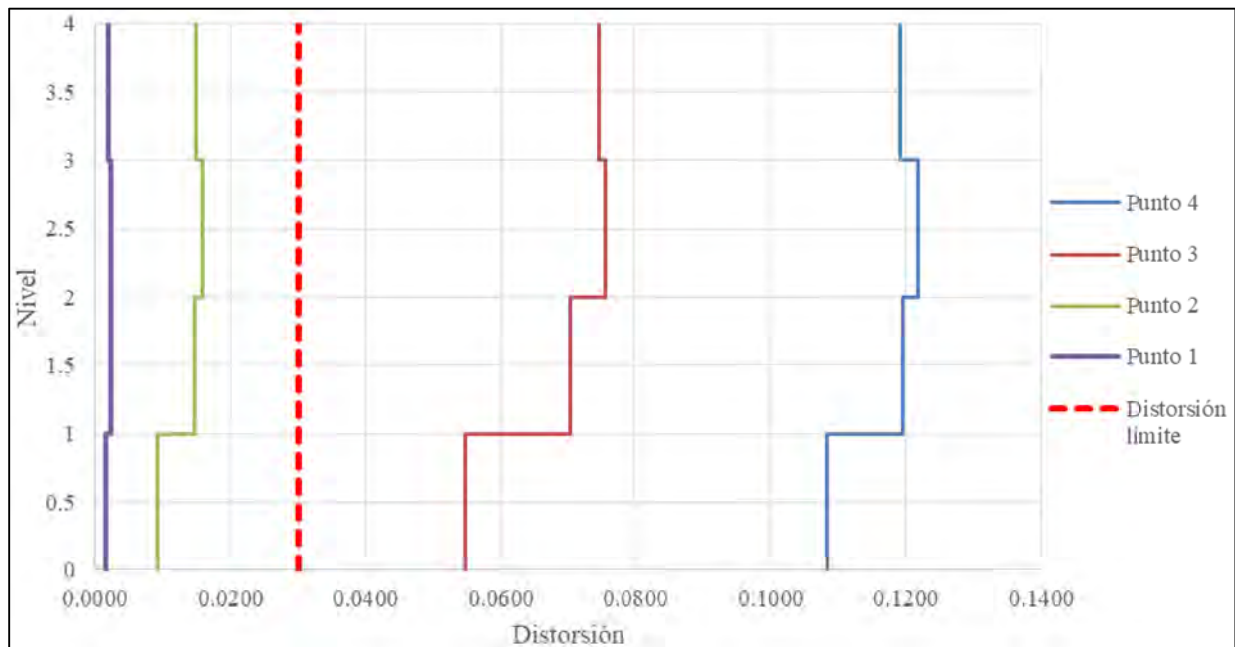
Factor de sobrerresistencia ( $R$ )	Factor de ductilidad ( $\mu_T$ )
16.716	5.0877

El primer punto de la curva de capacidad de la figura 4.24 es la fuerza cortante de diseño, esta fuerza bajo en comparación a la del marco rígido debido a que el periodo del marco aumento. El segundo punto es la formación de la primera articulación plástica, el tercer punto es la capacidad máxima del marco a cortante y el cuarto punto es la deformación máxima antes del colapso.



**Figura 4.24— Curva de capacidad para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de acero A36**

En la figura 4.25 se pueden ver las deformaciones en los cuatro puntos de la curva de capacidad del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida con tendones de acero A36.



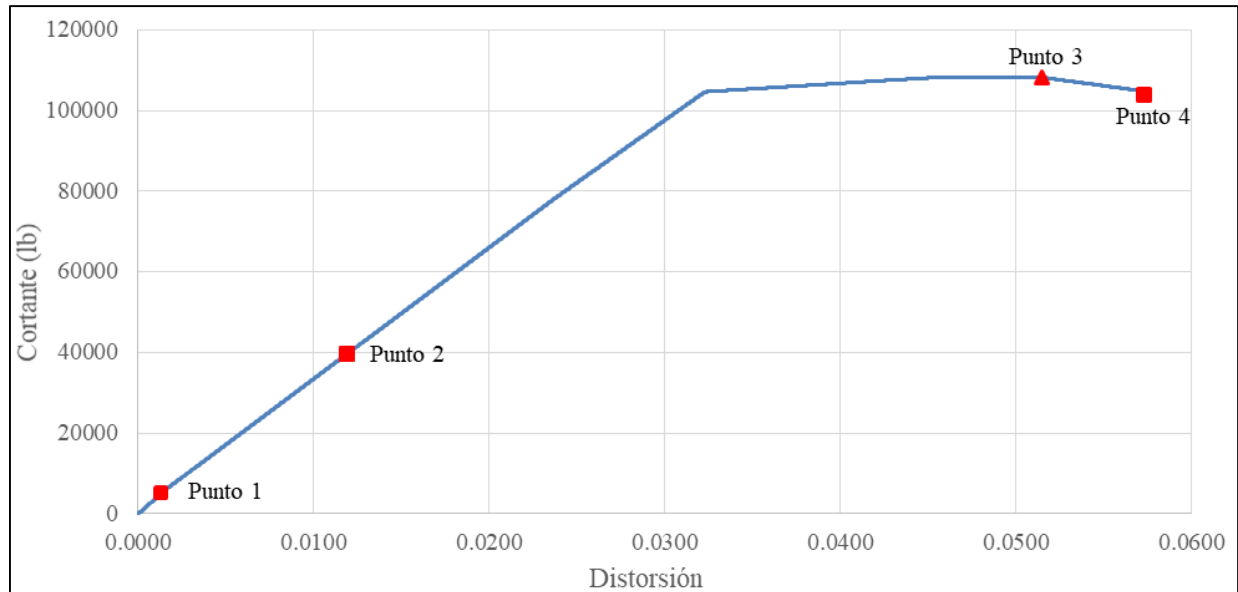
**Figura 4.25— Distorsiones de entrepiso para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de acero A36**



En la figura 4.26 se muestra la curva de capacidad que se obtiene de los análisis estáticos (*pushover*) para el marco con conexión semirrígida con barras nitinol. Para este marco, los factores de desempeño sísmico que se obtienen con la metodología del FEMA P695 (2009) se muestran en la tabla 4.9. El primer punto de la curva de capacidad de la figura 4.26 es la fuerza cortante de diseño, esta fuerza bajo en comparación a la del marco rígido debido a que el periodo del marco aumento como se puede ver en la tabla 4.5 y en la figura 4.6. El segundo punto es la formación de la primera articulación plástica. La primera articulación plástica se formó después del cortante de diseño debido a que el marco estaba sobre-diseñado para esa carga. El tercer punto es la capacidad máxima del marco a cortante y el cuarto punto es la deformación máxima antes del colapso.

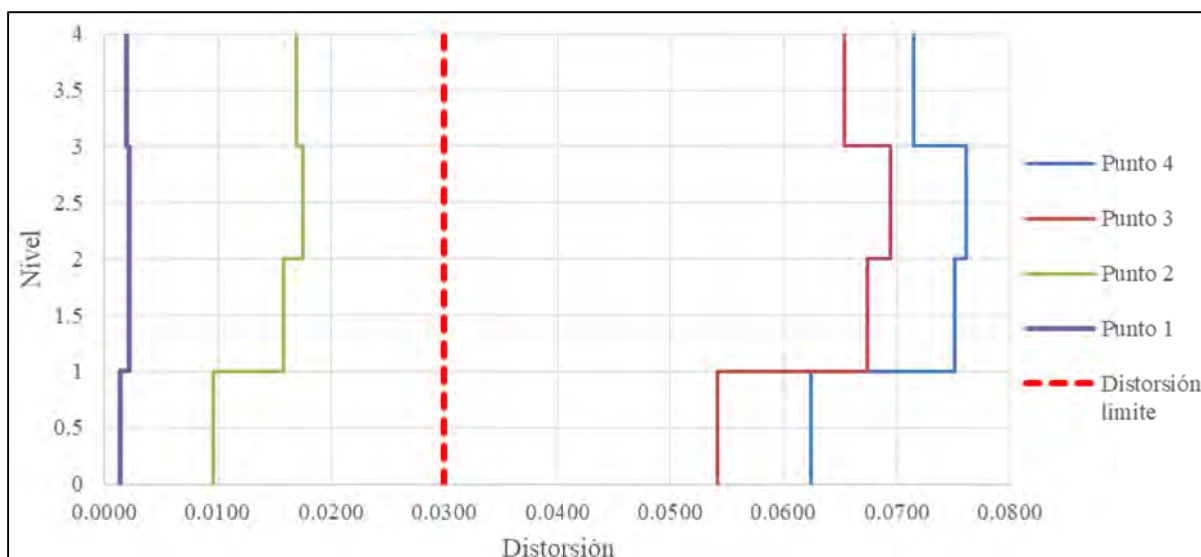
**Tabla 4.9 — Factores de desempeño sísmico nitinol ( $Q = 4$ )**

<i>Factor de sobrerresistencia (<math>R</math>)</i>	<i>Factor de ductilidad (<math>\mu_T</math>)</i>
18.37	4.81



**Figura 4.26— Curva de capacidad para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol**

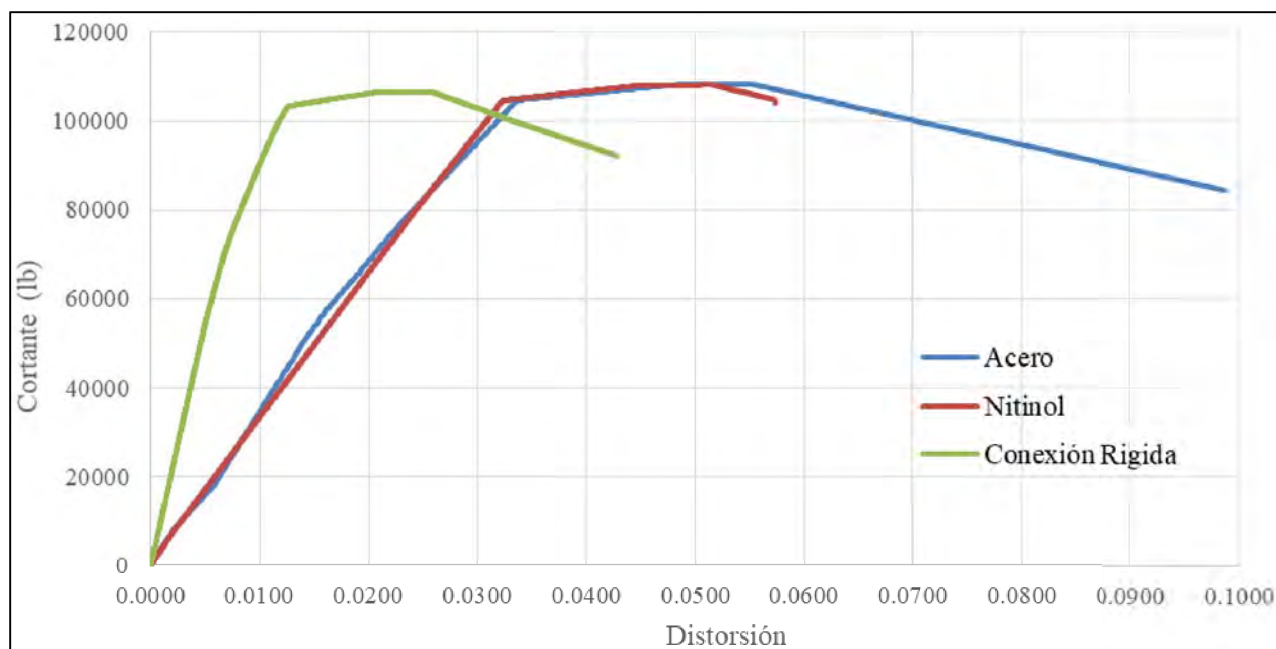
En la figura 4.27 se muestran las deformaciones en los cuatro puntos de la curva de capacidad del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida con tendones de nitinol. En esta grafica no hay una gran diferencia entre el punto 2 y 3 debido a que no se llegó al desplazamiento objetivo. Al igual que en el marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) el marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) también presento problemas de convergencia para el caso de la conexión con tendones de nitinol.



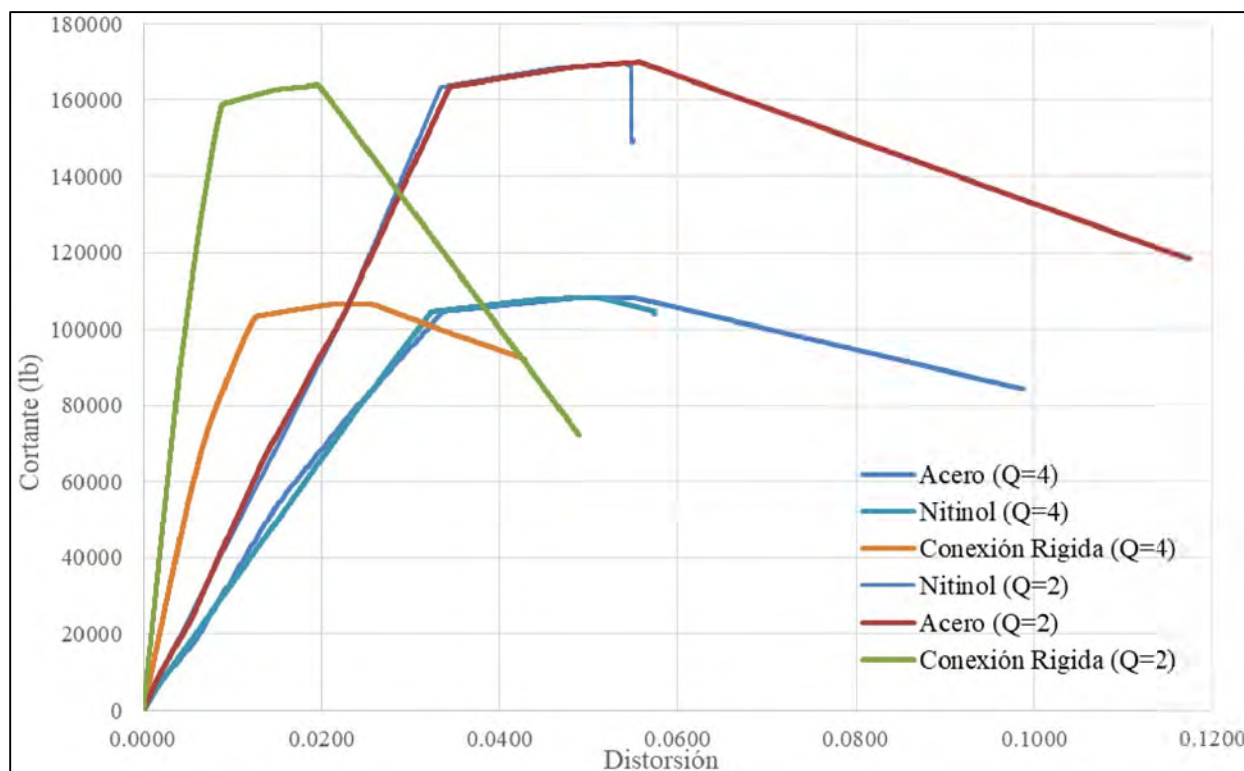
**Figura 4.27— Distorsiones de entrespiso para marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con conexión semirrígida de tendones de nitinol**

En la gráfica 4.28 se realiza una comparación de la curva de capacidad del marco con conexión rígida, conexión semirrígida con tendones de nitinol y conexión semirrígida con tendones de acero. Al igual que para el marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ), el marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) presenta un comportamiento similar. En conexiones semirrígidas la capacidad de deformación y rigidez es similar, mientras que para el caso de la conexión rígida presenta una rigidez mayor acompañada con una baja capacidad de deformación.

En la gráfica 4.29 se muestra una comparación entre curvas de capacidad de los tres marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y los tres marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ). Los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) como es de esperarse tuvieron una mayor capacidad a cortante y rigidez que los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ). En ambos casos no se presentó ninguna ventaja en rigidez o capacidad a cortante para el caso de las conexiones semirrígidas con tendones de nitinol.



**Figura 4.28— Comparación de curvas de capacidad de los marcos con conexión semirrígida de tendones de nitinol y de tendones de acero A36 con ductilidad alta ( $Q = 4$ )**



**Figura 4.29— Comparación de curvas de capacidad de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) contra marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

#### 4.6 Análisis cíclicos

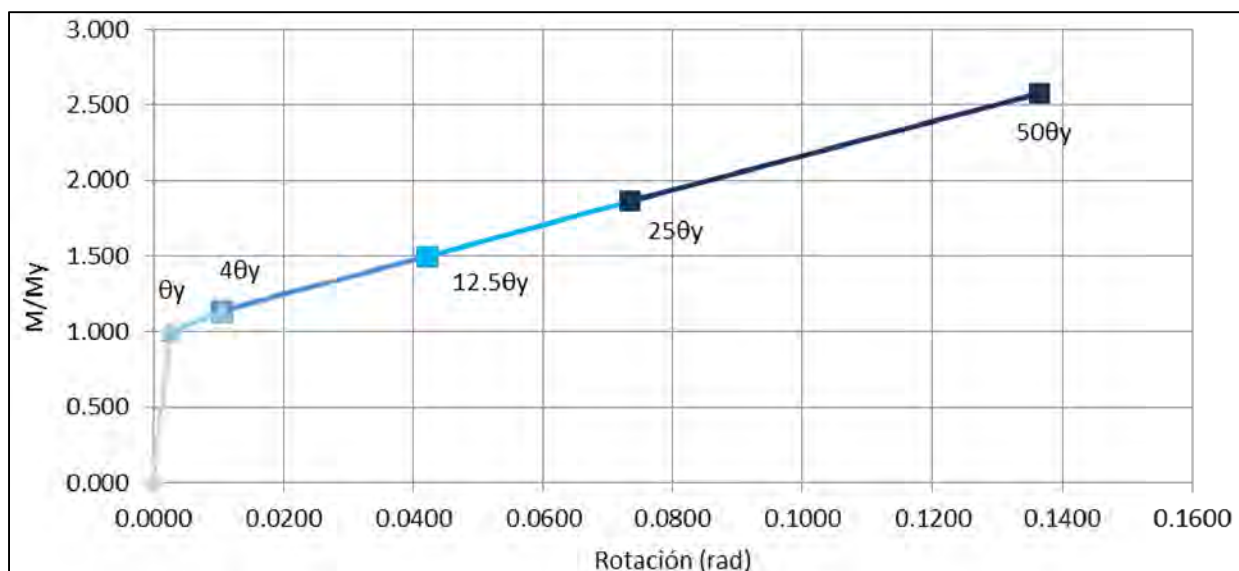
Los análisis cíclicos permiten evaluar a detalle los parámetros de degradación cíclica, que son de suma importancia porque con ellos se permite evaluar la pérdida de resistencia y de rigidez entre cada ciclo. Algunas de las causas que generan la degradación en el caso de estructuras de concreto son el agrietamiento y aplastamiento, mientras que para estructuras de acero se deben a efectos de pandeo de miembros, deslizamiento o alisamiento de conectores, y al agrietamiento o fractura de soldaduras, entre otros. En la práctica, la mayoría de los componentes experimentan degradación, por esta razón es muy importante estudiar este fenómeno y caracterizarlo a detalle, pues en algunos casos puede llevar a la estructura al colapso.

En esta sección se presentan los resultados de someter a los marcos de estudio a una carga cíclica reversible. El protocolo de carga que se emplea en estos análisis es el mismo que se menciona en la sección 3.2.2, que se aplica en control de desplazamiento con los valores de distorsión global objetivo de la tabla 3.1.

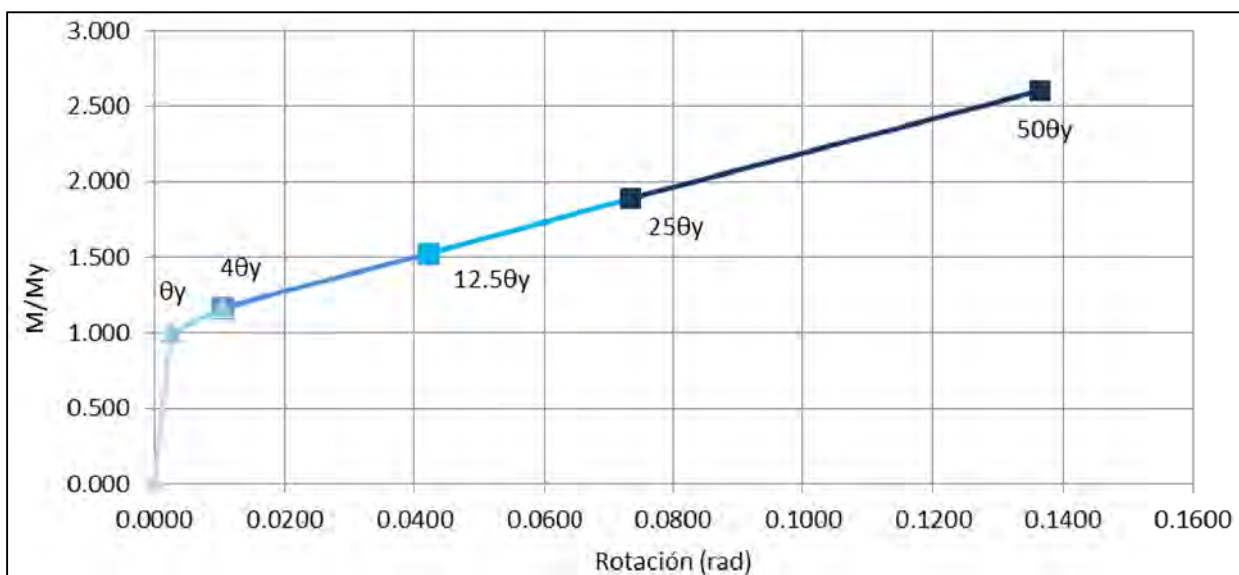
Para este trabajo se realiza un mapeo de rotaciones totales en vigas, columnas, zona de panel y conexiones semirrígidas (nitinol y acero A36). Para identificar que tanta rotación presenta cada elemento se establecieron intervalos en las gráficas momento-rotación y posteriormente se esquematizaron en el marco por medio de círculos en distintas tonalidades de color de acuerdo con cada intervalo. A continuación se presentan los gráficos de cada elemento del marco en los cuales en el eje de las abscisas contiene el nivel de rotación y en el eje de las ordenadas el momento normalizado con respecto al momento elástico.

Los gráficos de la figura 4.30 a la figura 4.37 son las curvas momento-rotación para las distintas configuraciones de panel de acurdo a las columnas y vigas que se conectan en los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con ductilidad baja ( $Q = 2$ ). Los perfiles que forman el panel se encuentran entre paréntesis en el título de cada imagen, el primero indica la columna y el segundo la viga. Los diagramas momento-rotación de la zona de panel se realizaron por medio de la propuesta de Gupta y Krawinkler (1999), de la que ya se habló previamente en la sección 3.3.1.1 de este trabajo.

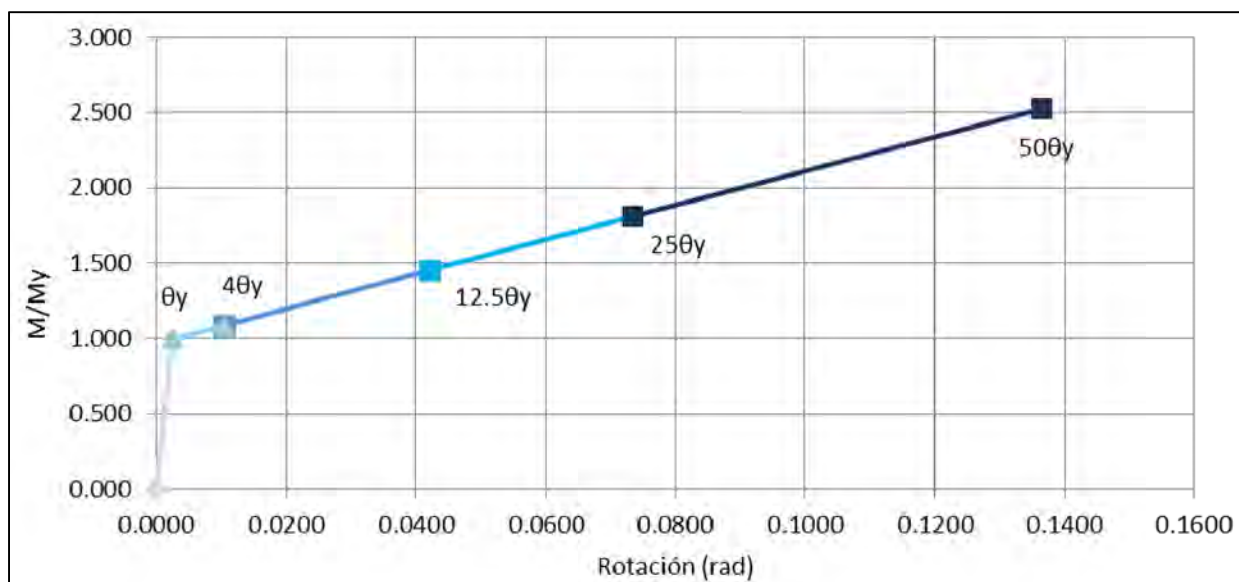
Para indicar en el esquema del marco el mapeo de las rotaciones totales se utilizaron los intervalos de los diagramas momento-rotación de la zona de panel en distintas tonalidades de azul, en donde el azul más intenso es el último intervalo y el azul más tenue es el primer intervalo.



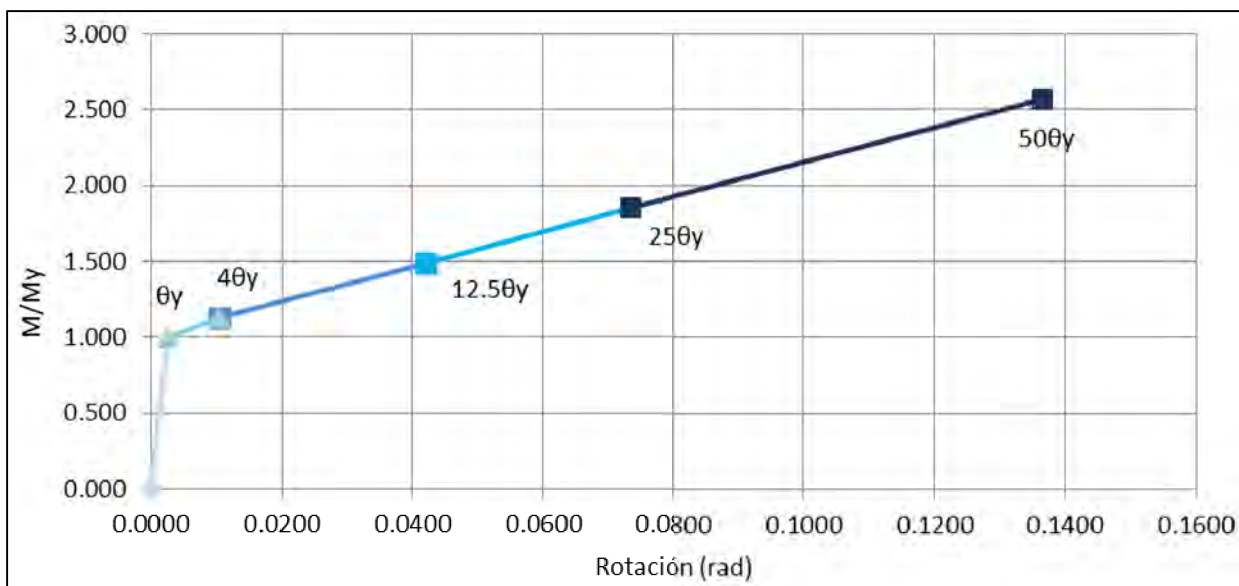
**Figura 4.30—** Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja (Q = 2) (W14x120 con W33x130)



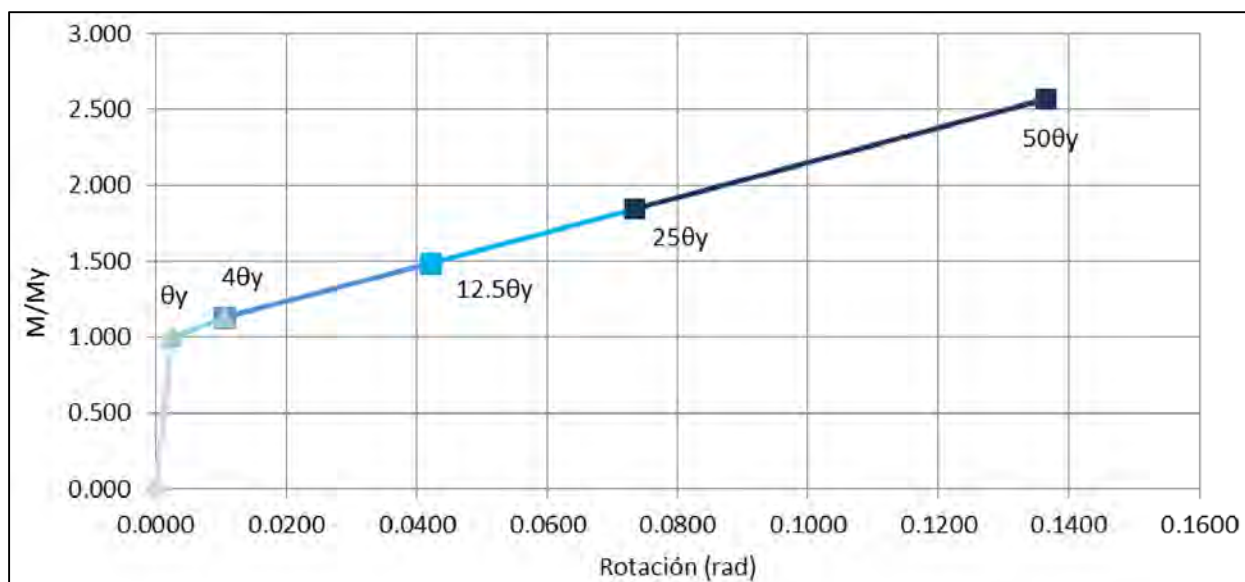
**Figura 4.31—** Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja (Q = 2) (W14x145 con W33x130)



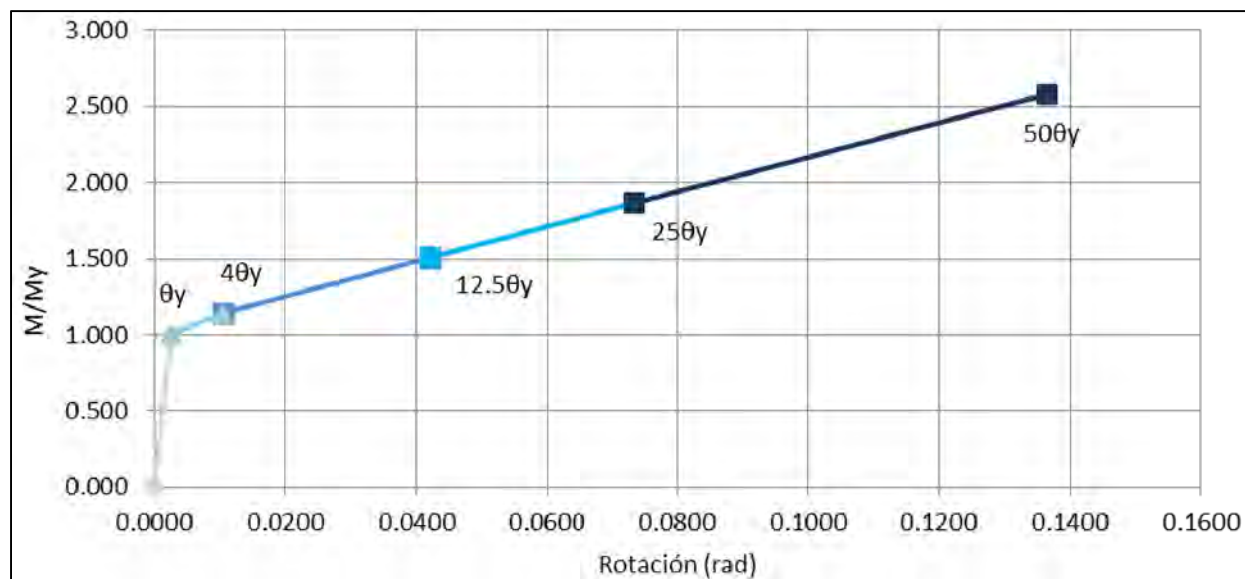
**Figura 4.32— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x74 con W33x130)**



**Figura 4.33— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x109 con W33x130)**

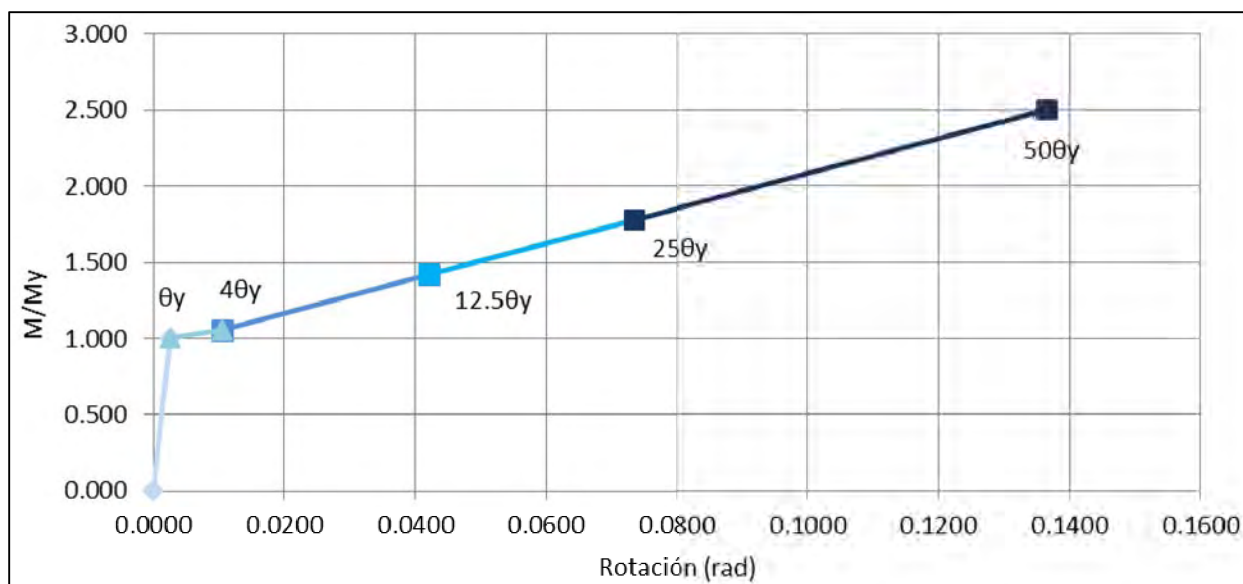


**Figura 4.34— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x68 con W21x62)**

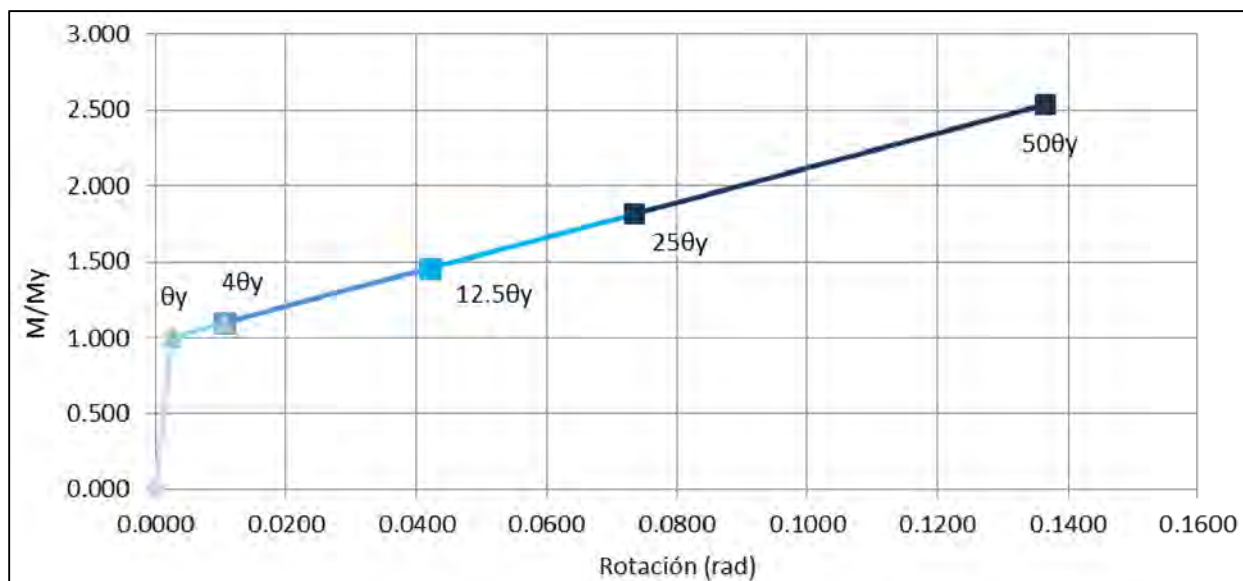


**Figura 4.35— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x82 con W21x62)**





**Figura 4.36— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x38 con W21x62)**

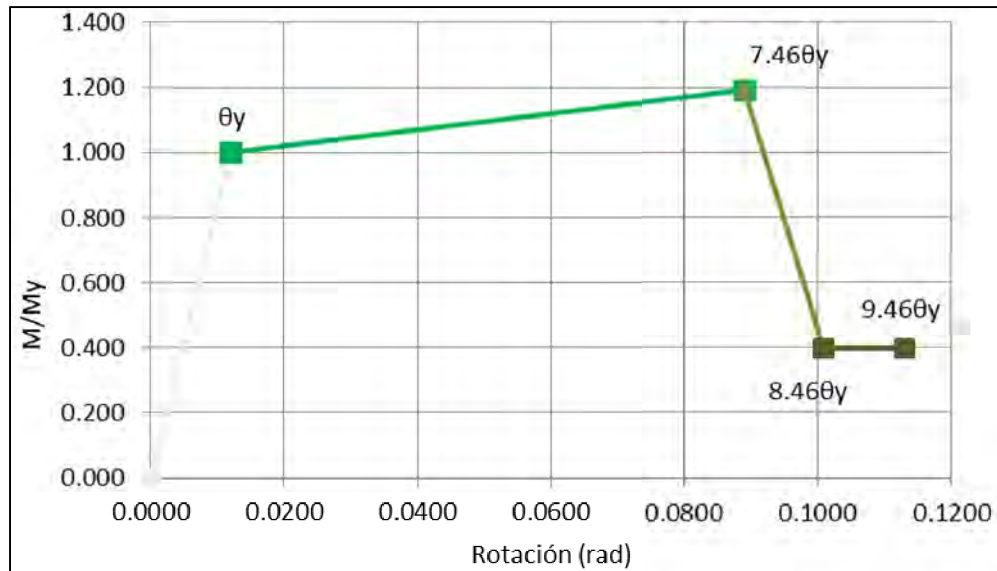


**Figura 4.37— Curva momento-rotación de la zona de panel del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x53 con W21x62)**

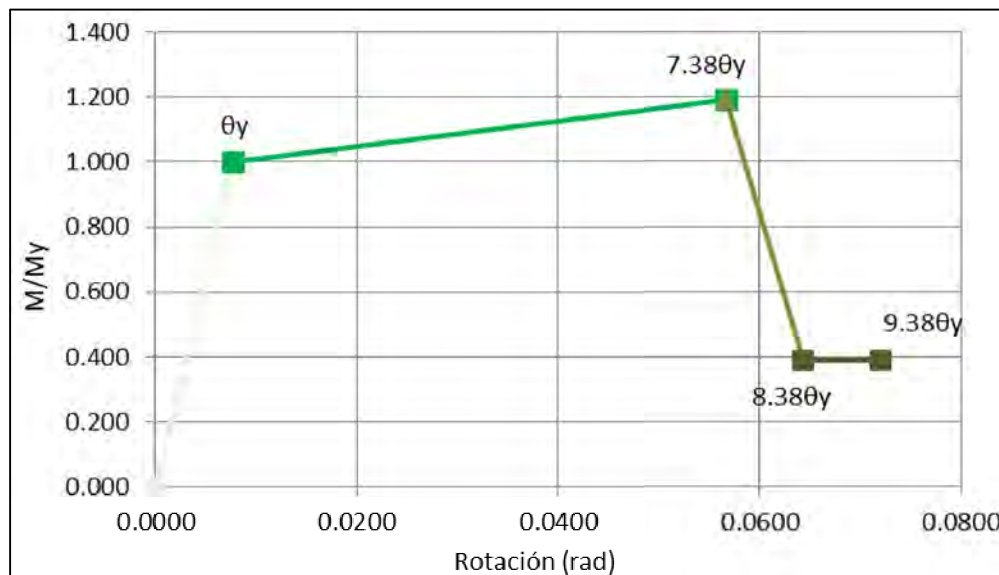
Los gráficos de la figura 4.38 y 4.39 son las curvas momento-rotación para las distintas vigas que se utilizan en los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con ductilidad baja ( $Q = 2$ ). El perfil utilizado se encuentra entre paréntesis en el título de cada imagen. Los diagramas momento-rotación para las vigas se formularon a partir del apéndice F.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (2017).



Para indicar en el esquema del marco el mapeo de las rotaciones totales se utilizaron los intervalos de los diagramas momento-rotación de las vigas en distintas tonalidades de verde, en donde el verde más intenso es el último intervalo y el verde más tenue es el primer intervalo.



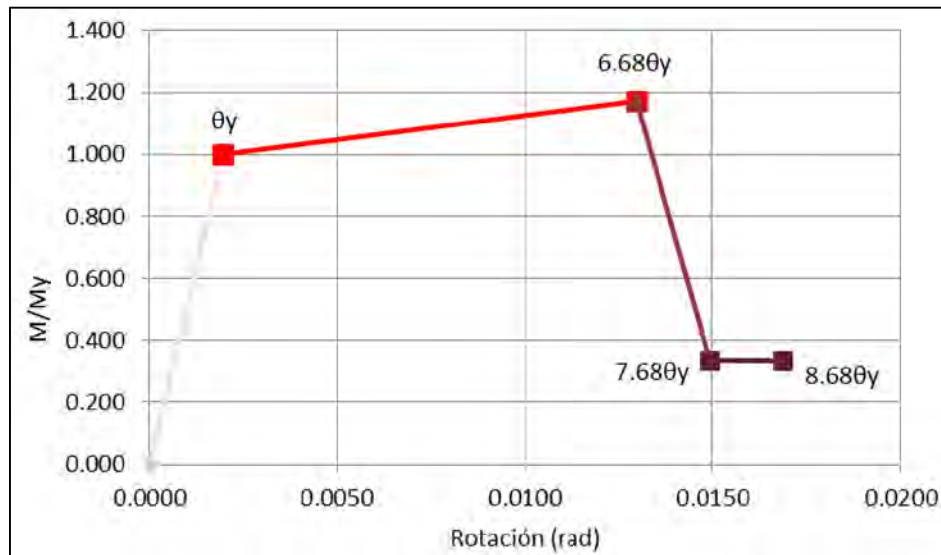
**Figura 4.38—** Curva momento-rotación de la viga del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W21x62)



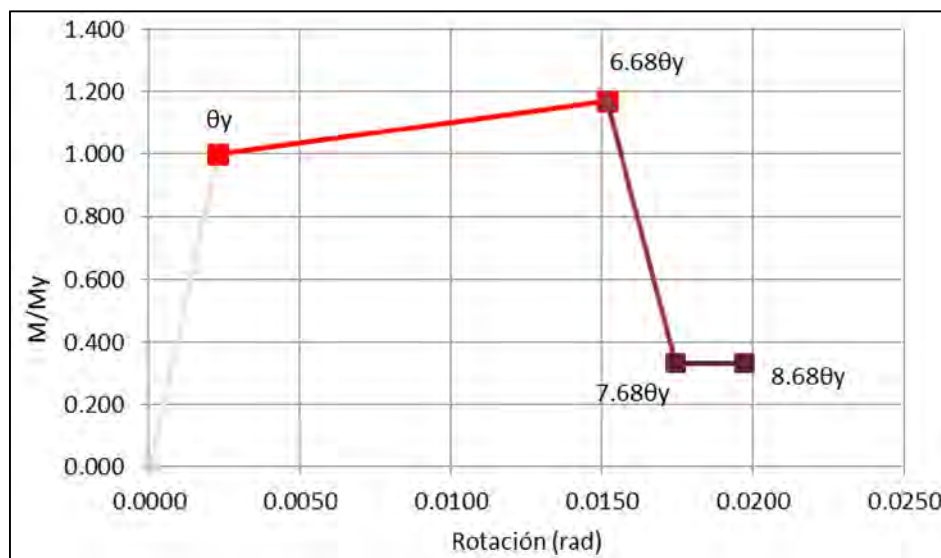
**Figura 4.39—** Curva momento-rotación de la viga del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W33x130)

Los gráficos de la figura 4.40 a la figura 4.51 son las curvas momento-rotación para las distintas columnas que se utilizan en los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con ductilidad baja ( $Q = 2$ ). Los diagramas momento-rotación para las columnas se formularon a partir del apéndice F.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero

(2017). Para indicar en el esquema del marco el mapeo de las rotaciones totales se utilizaron los intervalos de los diagramas momento-rotación de las columnas en distintas tonalidades de rojo, en donde el rojo más intenso es el último intervalo y el rojo más tenue es el primer intervalo. El perfil utilizado se encuentra entre paréntesis en el título de cada imagen al igual que la longitud de cada columna.



**Figura 4.40— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x68) (3.6m)**



**Figura 4.41— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x68) (4.2m)**

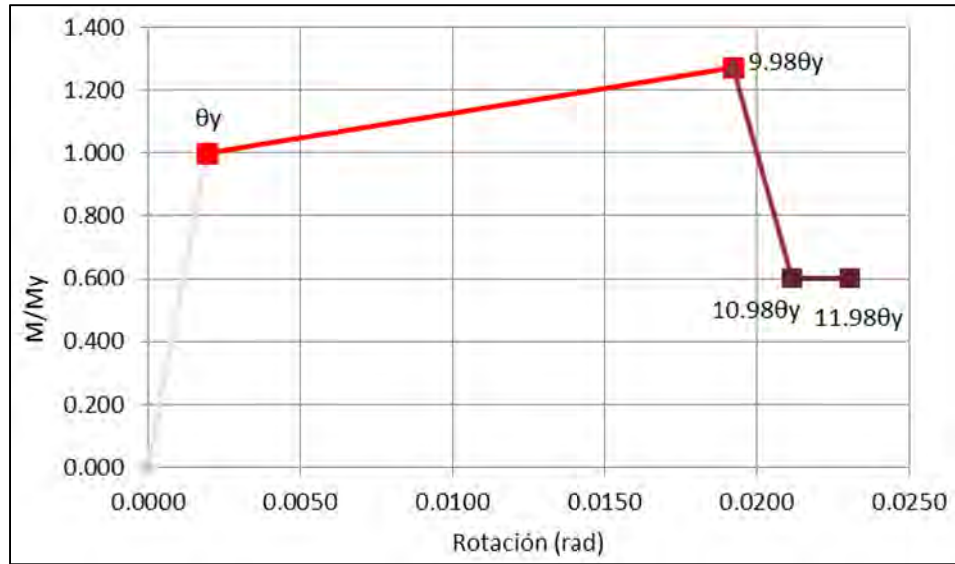


Figura 4.42— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x82) (3.6m)

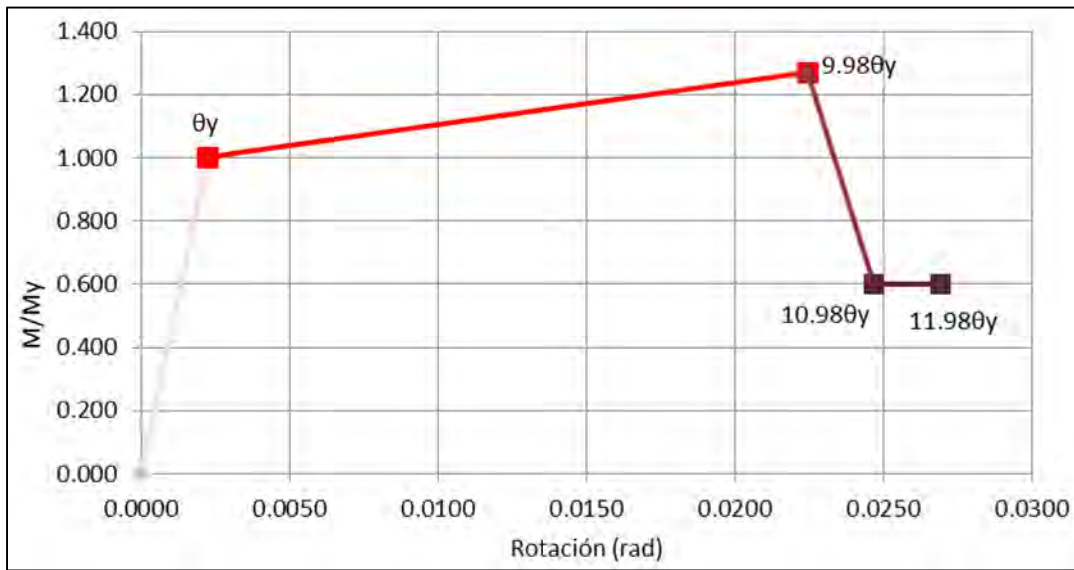


Figura 4.43— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x82) (4.2m)

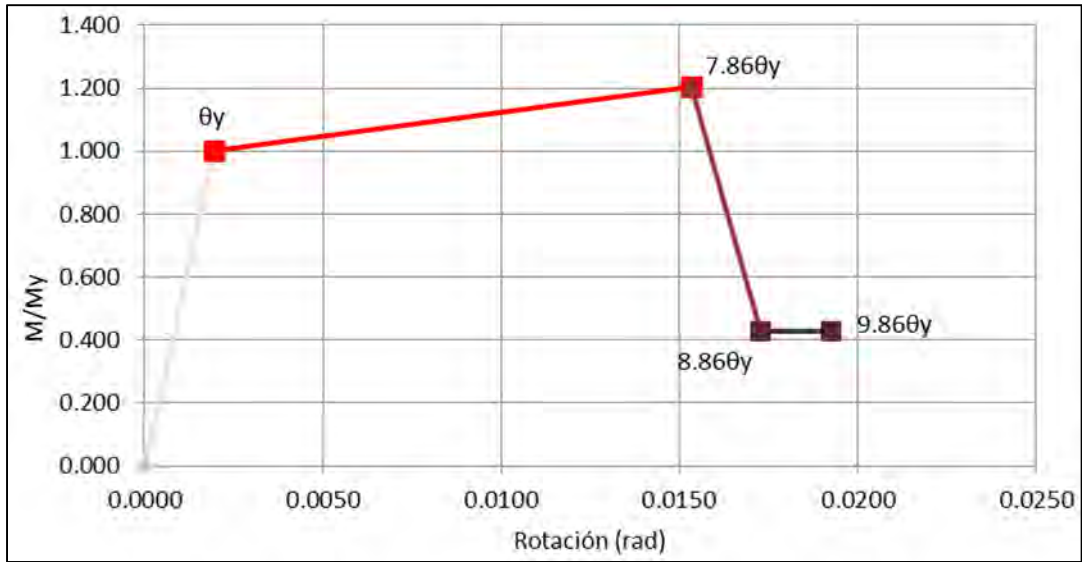


Figura 4.44— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x38) (3.6m)

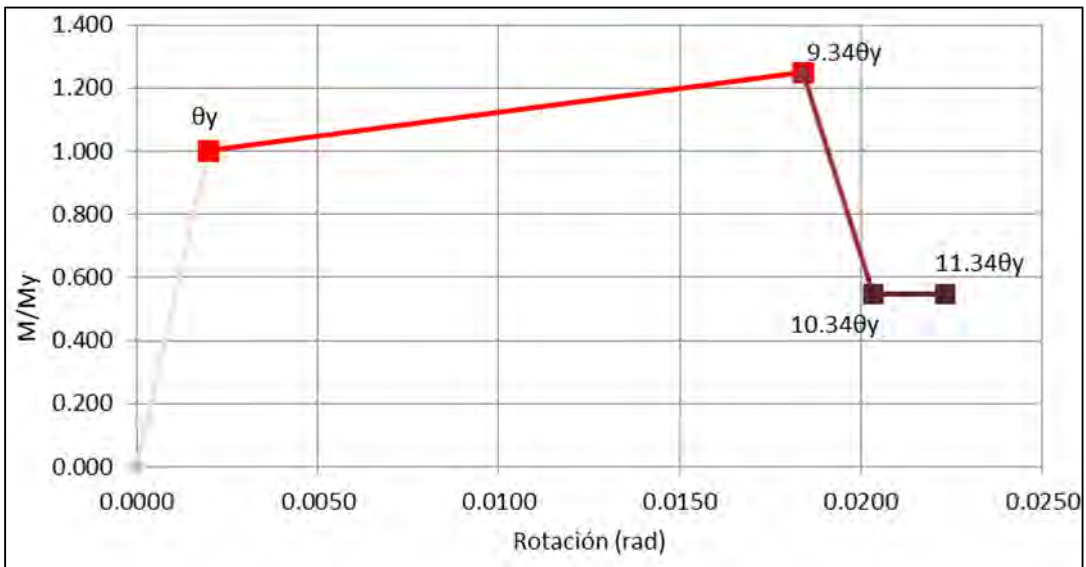


Figura 4.45— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) (W14x53) (3.6m)

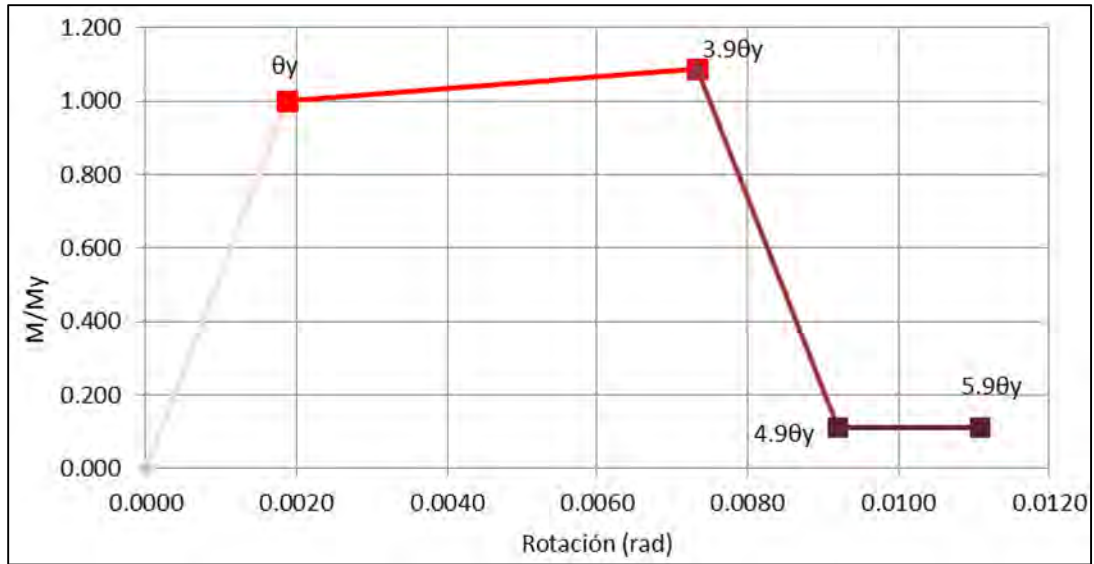


Figura 4.46— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x120) (3.6m)

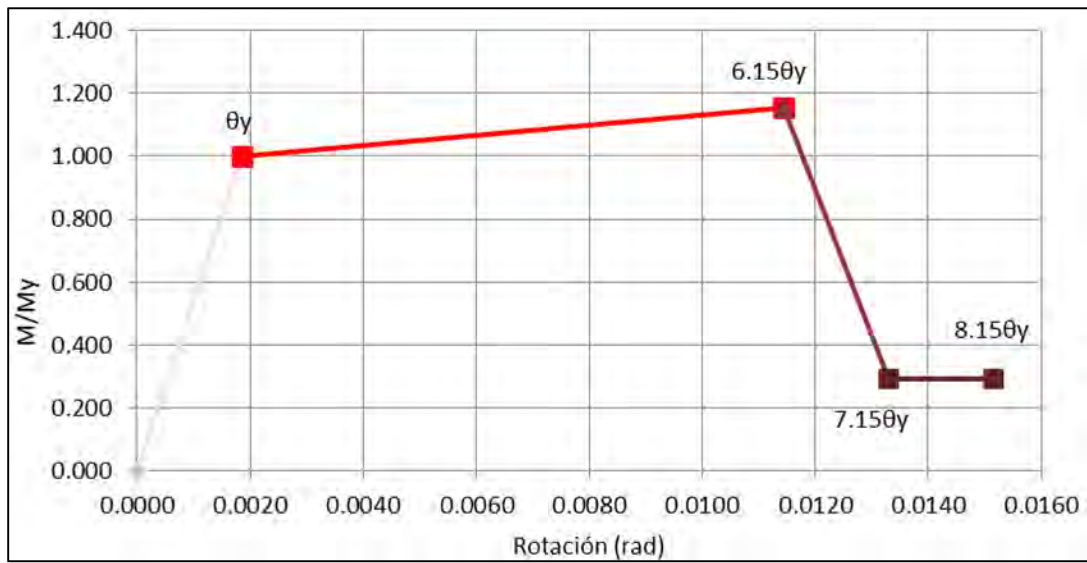


Figura 4.47— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x145) (3.6m)

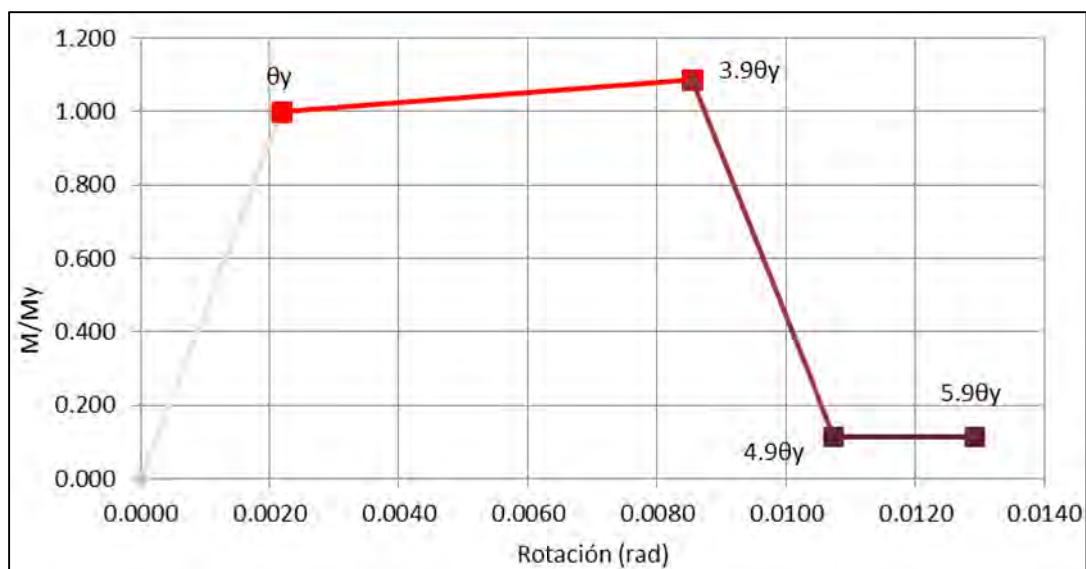


Figura 4.48— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x120) (4.2m)

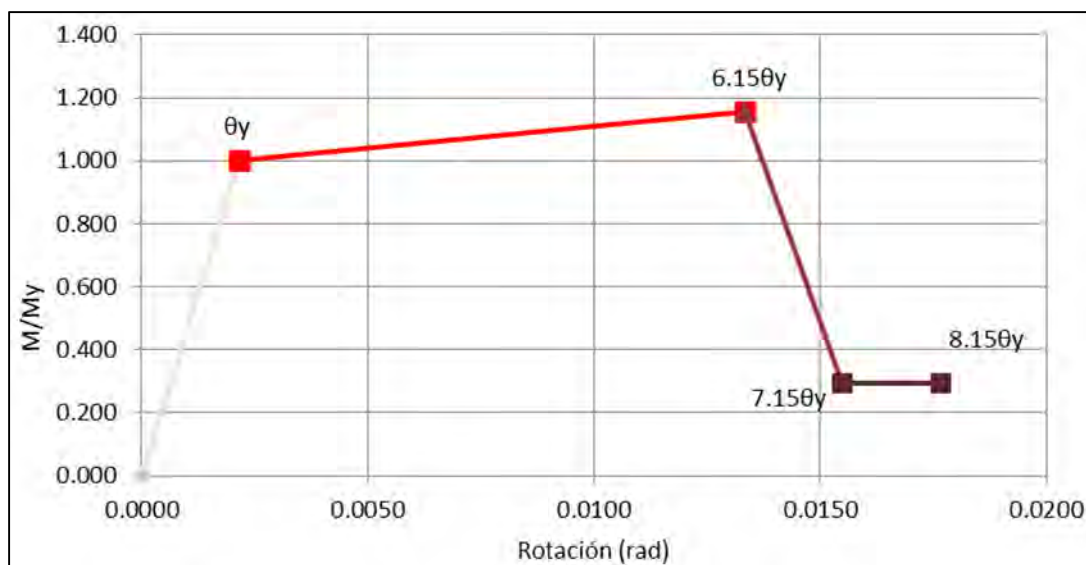
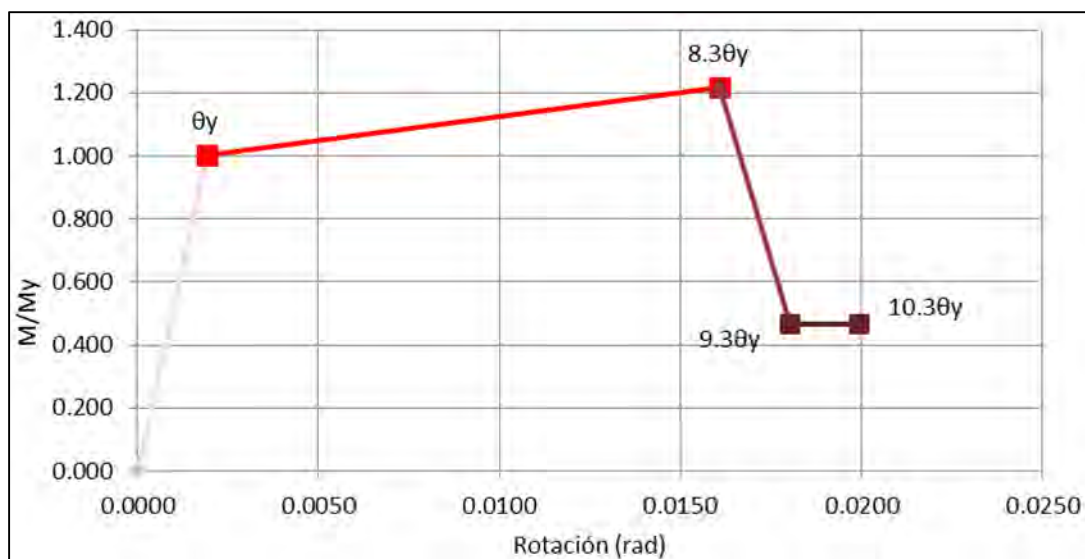
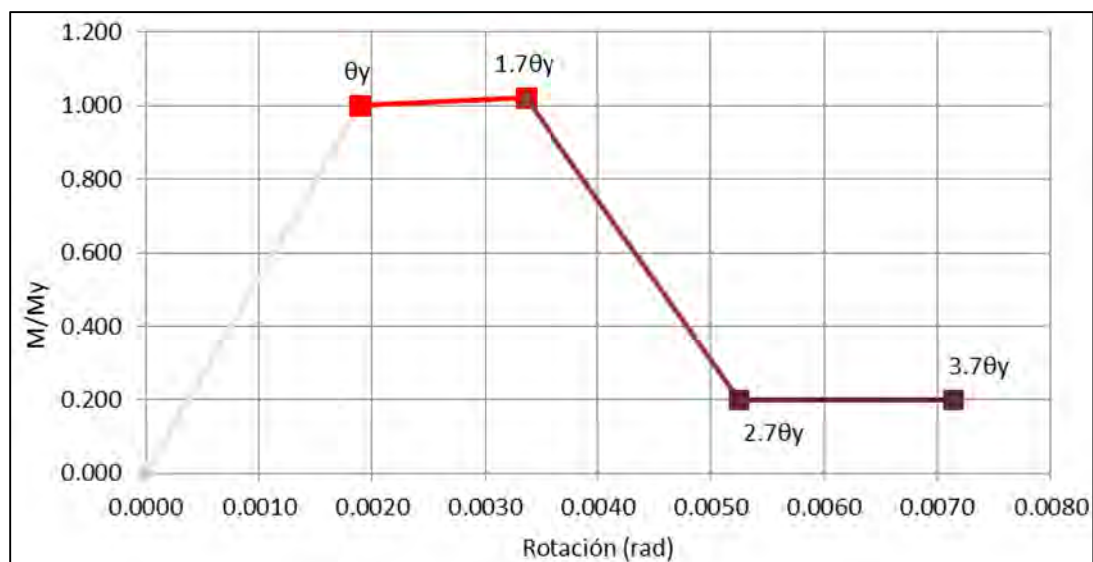


Figura 4.49— Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x145) (4.2m)



**Figura 4.50—** Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x74) (3.6m)



**Figura 4.51—** Curva momento-rotación de la columna del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) (W14x109) (3.6m)

Los gráficos de la figura 4.52 y 4.53 son las curvas momento-rotación para los tendones de acero A36 y nitinol que se utilizan en las conexiones de los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con ductilidad baja ( $Q = 2$ ). Los diagramas momento-rotación para los tendones de las conexiones se formularon a partir de las curvas momento-rotación de las pruebas experimentales realizadas por Penar *et al.*, (2005) de las cuales ya se habló en la sección 3.2.3 y 3.2.4 del presente trabajo. Para indicar en el esquema del marco el mapeo de las rotaciones totales se utilizaron los intervalos de los diagramas momento-rotación de los tendones de nitinol en distintas tonalidades de color



morado y para los tendones de acero en tonalidades de color amarillo, en donde el tono de color más intenso es el último intervalo y el tono de color más tenue es el primer intervalo.

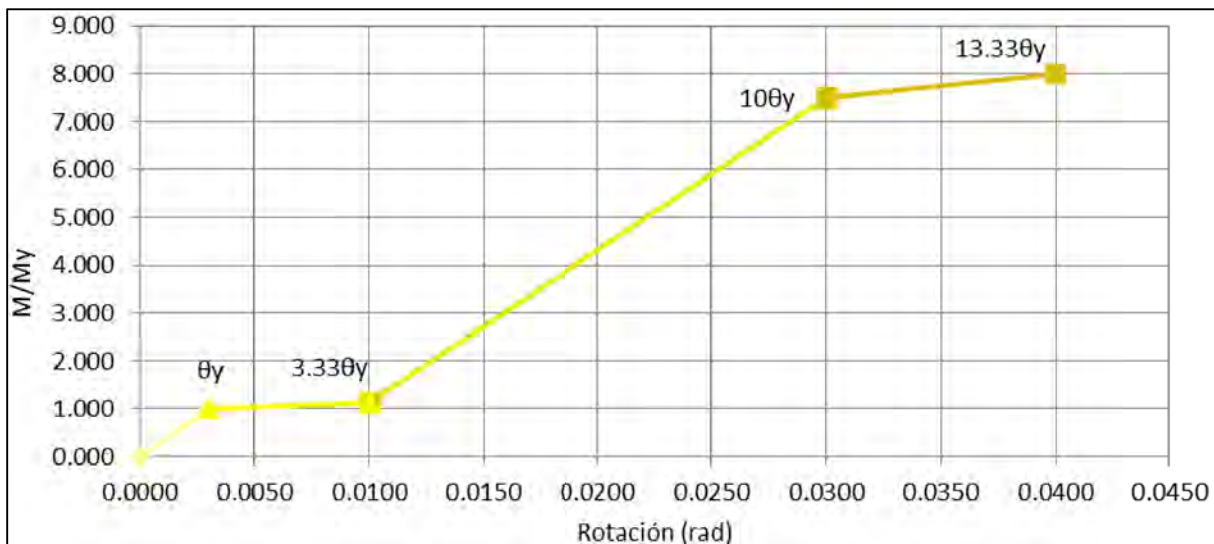


Figura 4.52— Curva momento-rotación de los tendones de acero A36 de la conexión semirrígida

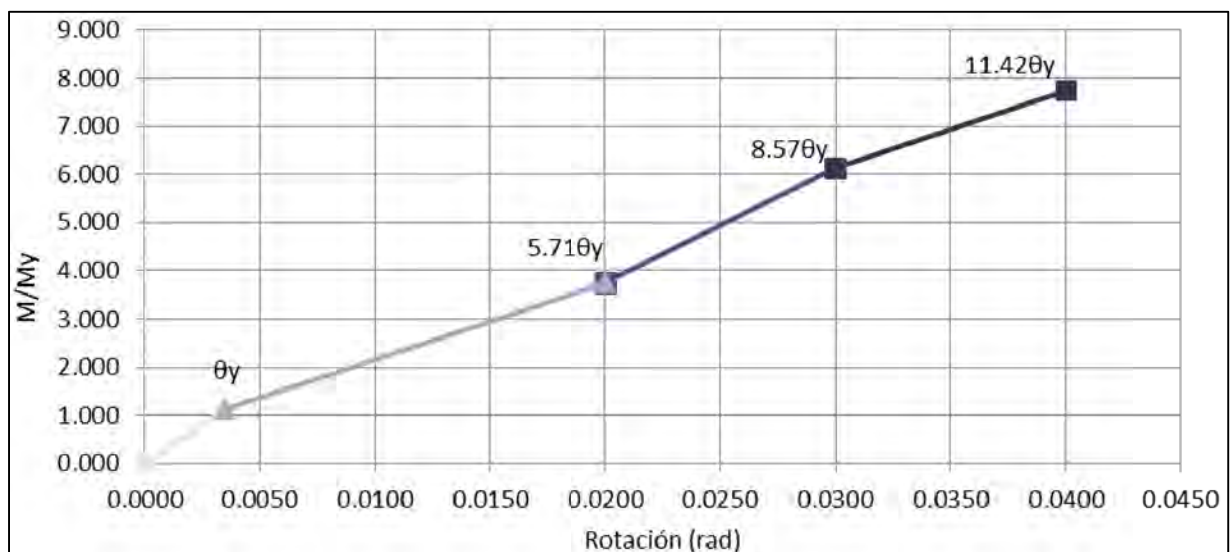
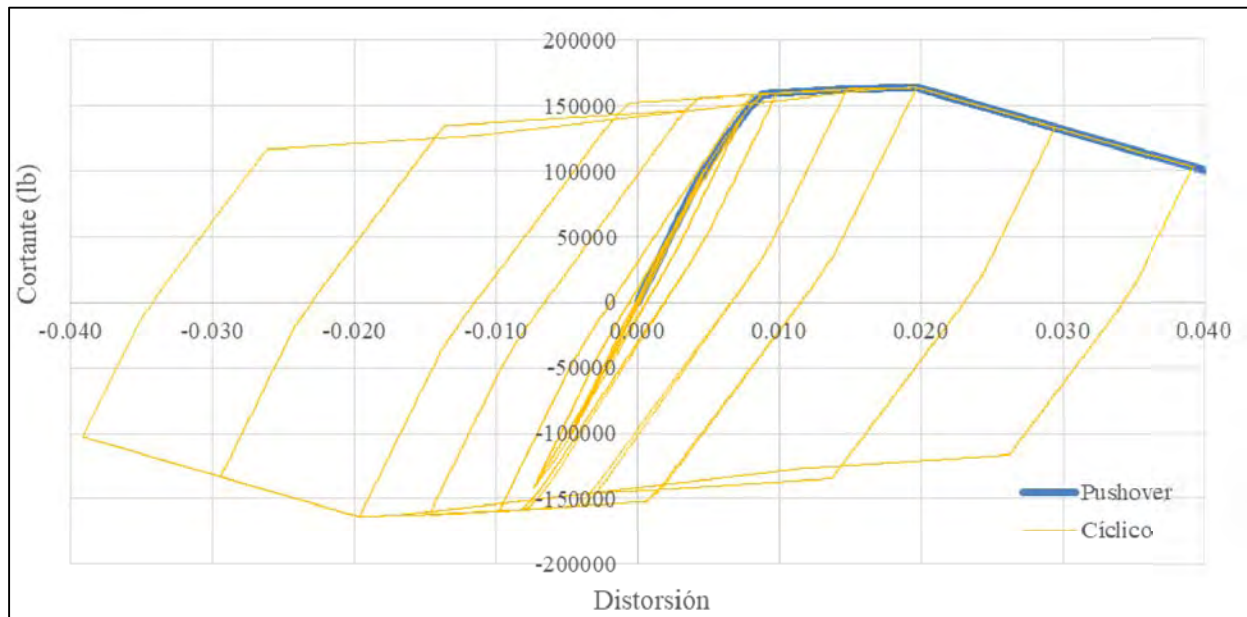


Figura 4.53— Curva momento-rotación de los tendones de nitinol de la conexión semirrígida

#### 4.6.1 Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexión rígidas y ductilidad baja ( $Q = 2$ )

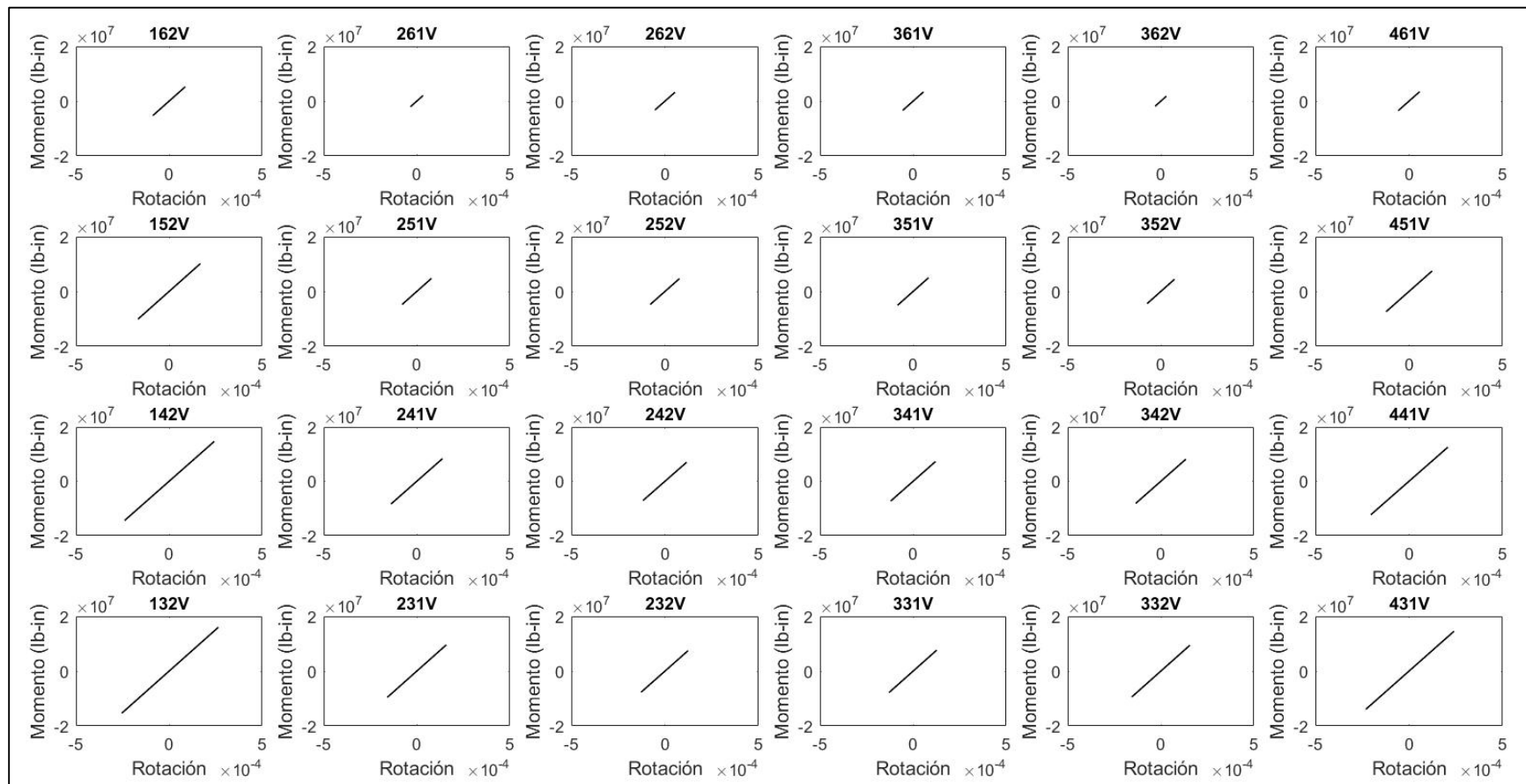
En la figura 4.54 se muestra con línea delgada de color amarillo la curva histerética del análisis cíclico no-lineal del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ ), mientras que con línea en color azul se muestra la curva de capacidad con carga estática incremental. La comparativa entre la envolvente de la curva cíclica y la curva de capacidad muestra baja degradación de resistencia por daño acumulado y una nula degradación de la capacidad por los ciclos de carga.



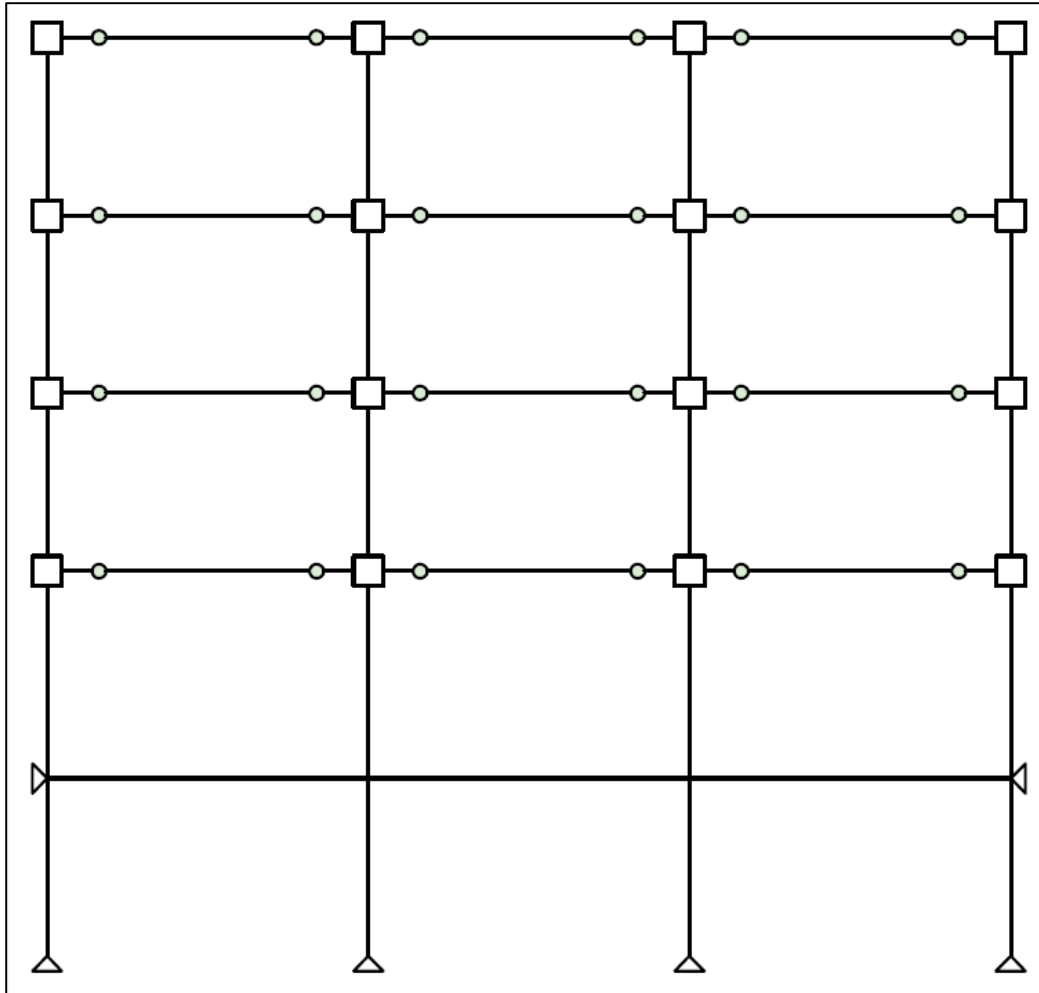


**Figura 4.54— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.55 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en vigas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo de cada viga y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje del marco. En la figura 4.56 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de vigas mostradas anteriormente. En el marco se puede ver que el comportamiento de las vigas fue elástico en todos sus niveles.

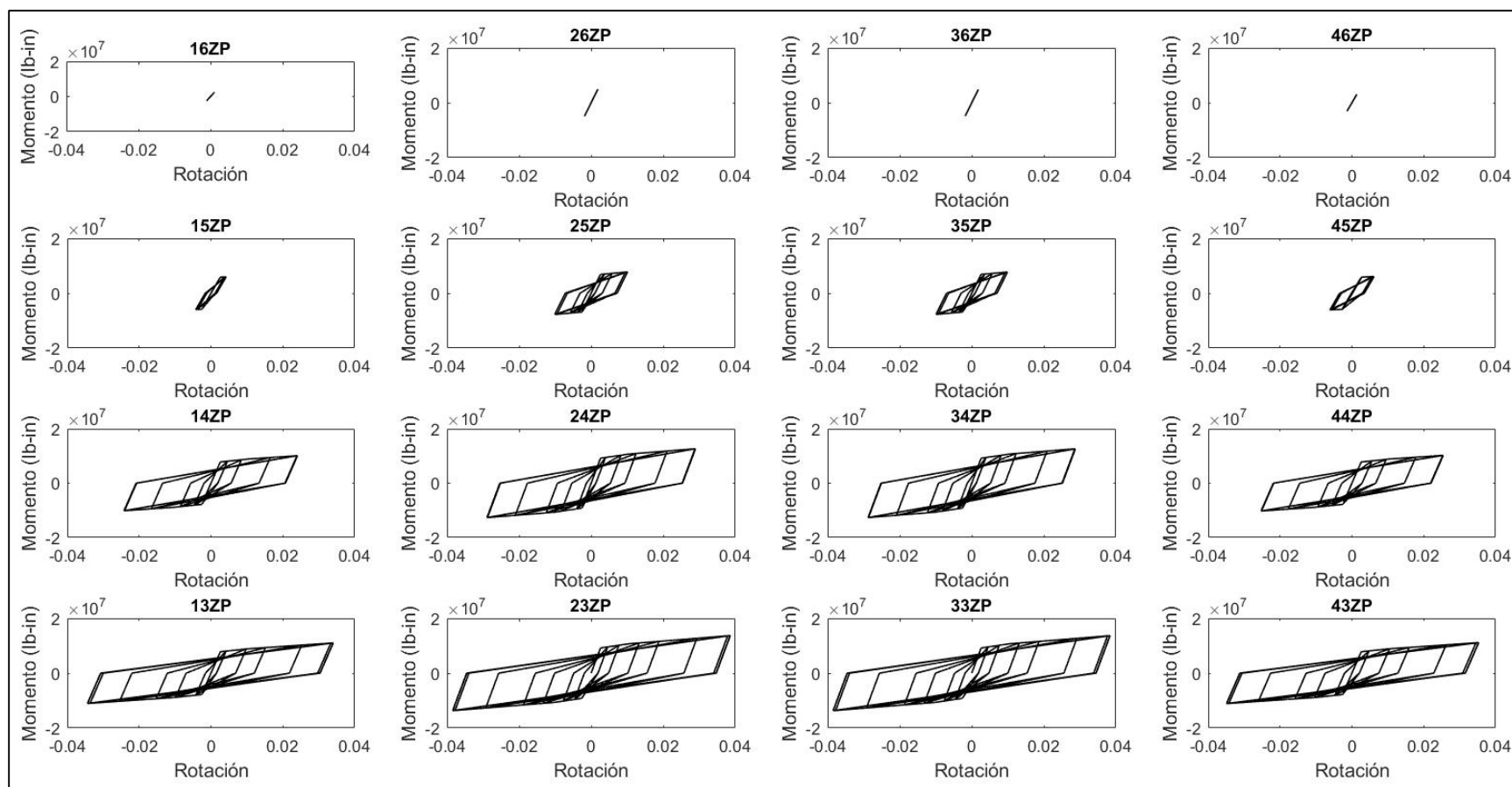


**Figura 4.55— Curva momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida**

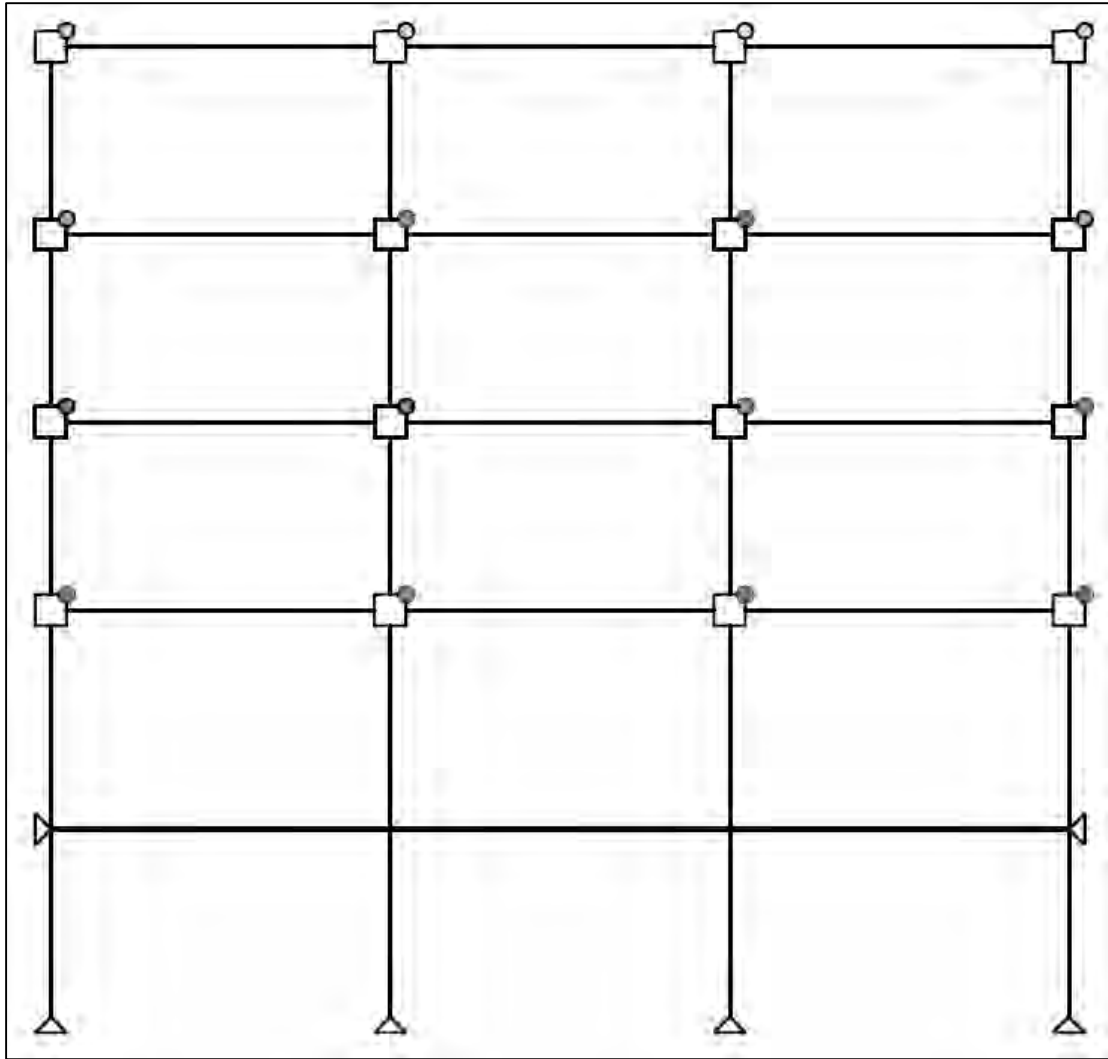


**Figura 4.56— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.57 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en la zona de panel en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior derecho de cada panel y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje correspondiente al marco. En la figura 4.58 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de la zona de panel que se muestra en la figura 4.57. En el marco se puede ver que el comportamiento de las zonas de panel fue principalmente elástico en el último nivel y presentó un comportamiento plástico en los niveles inferiores, presentando las mayores rotaciones en el primer nivel.

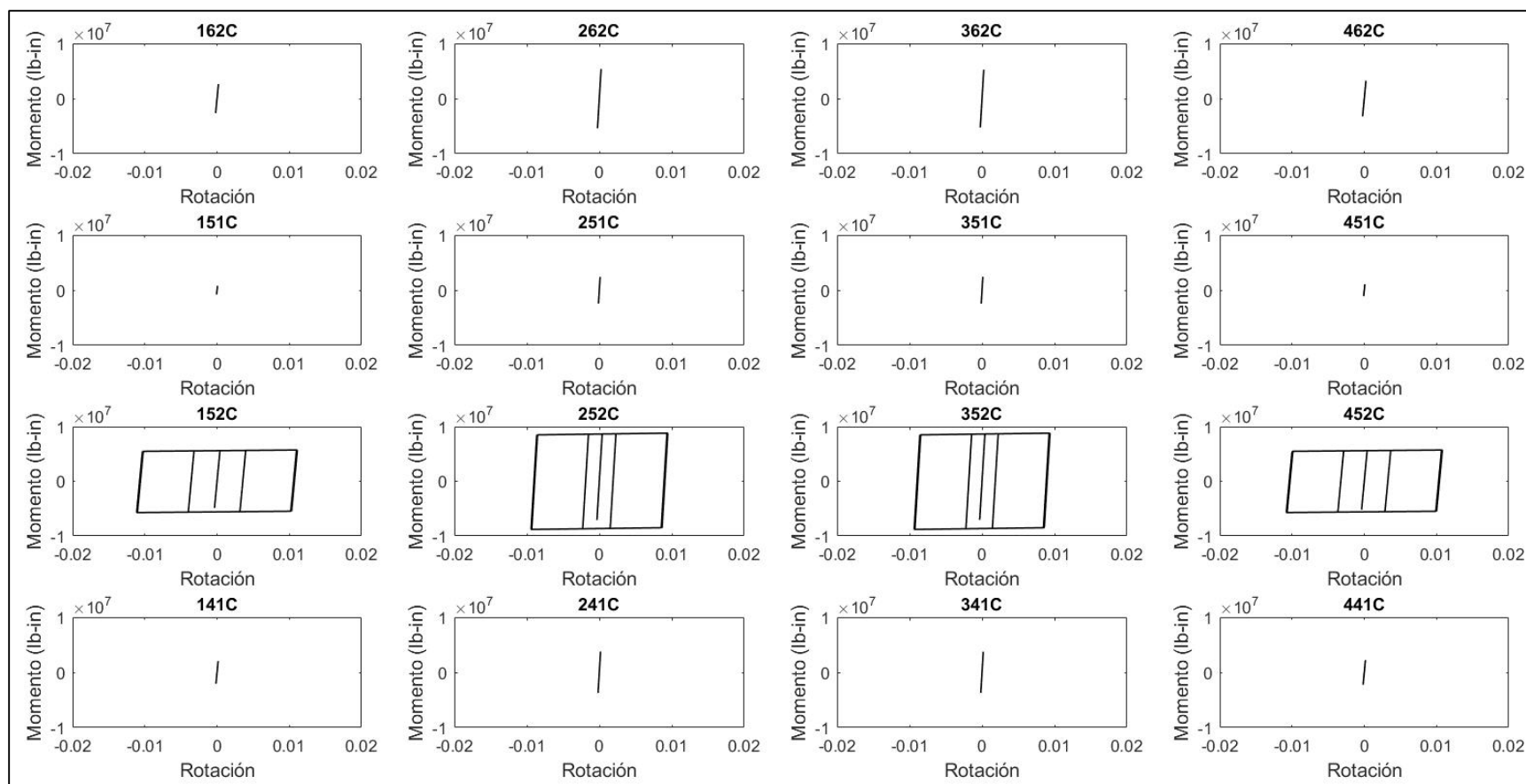


**Figura 4.57— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida**

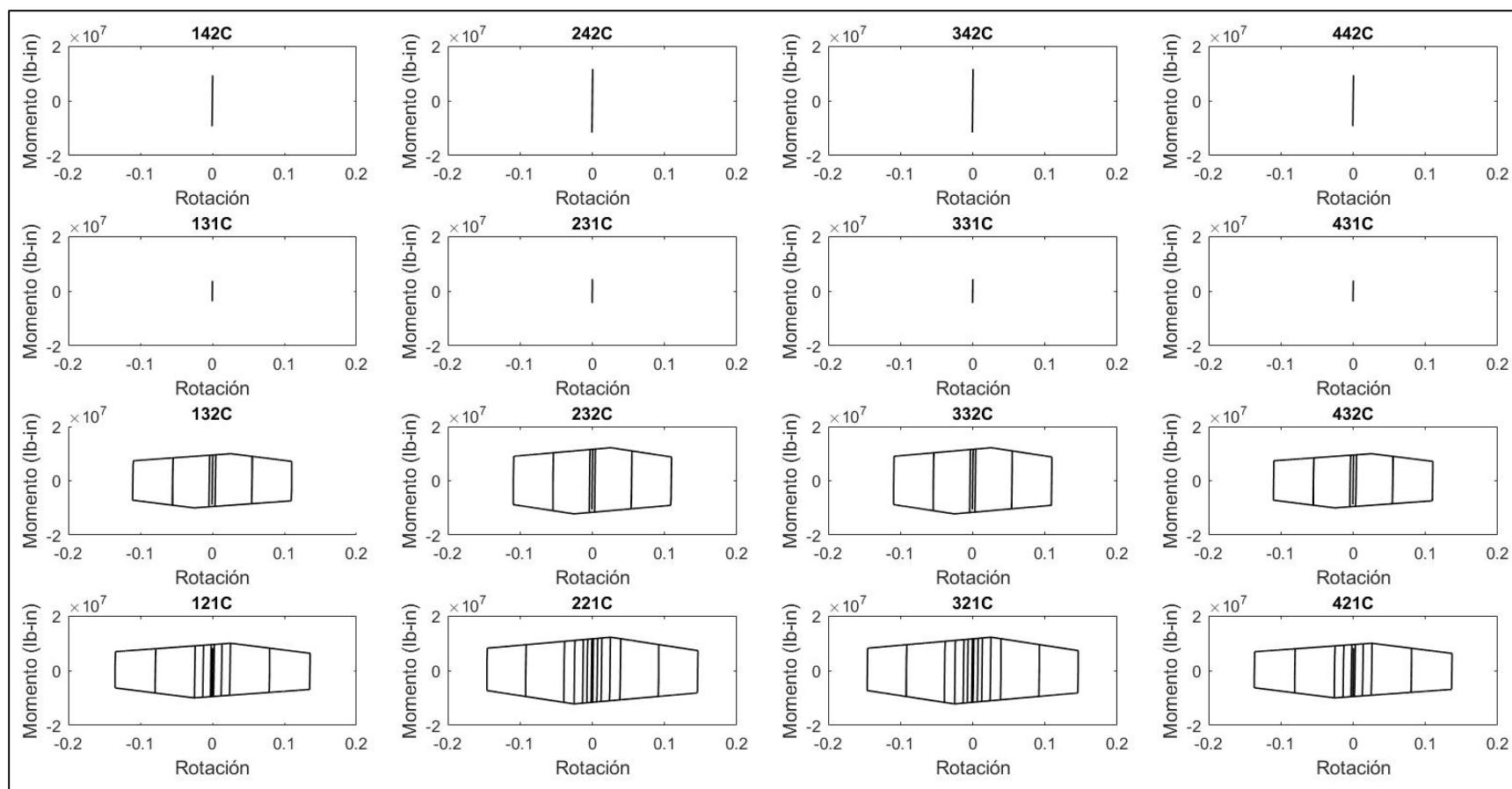


**Figura 4.58— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

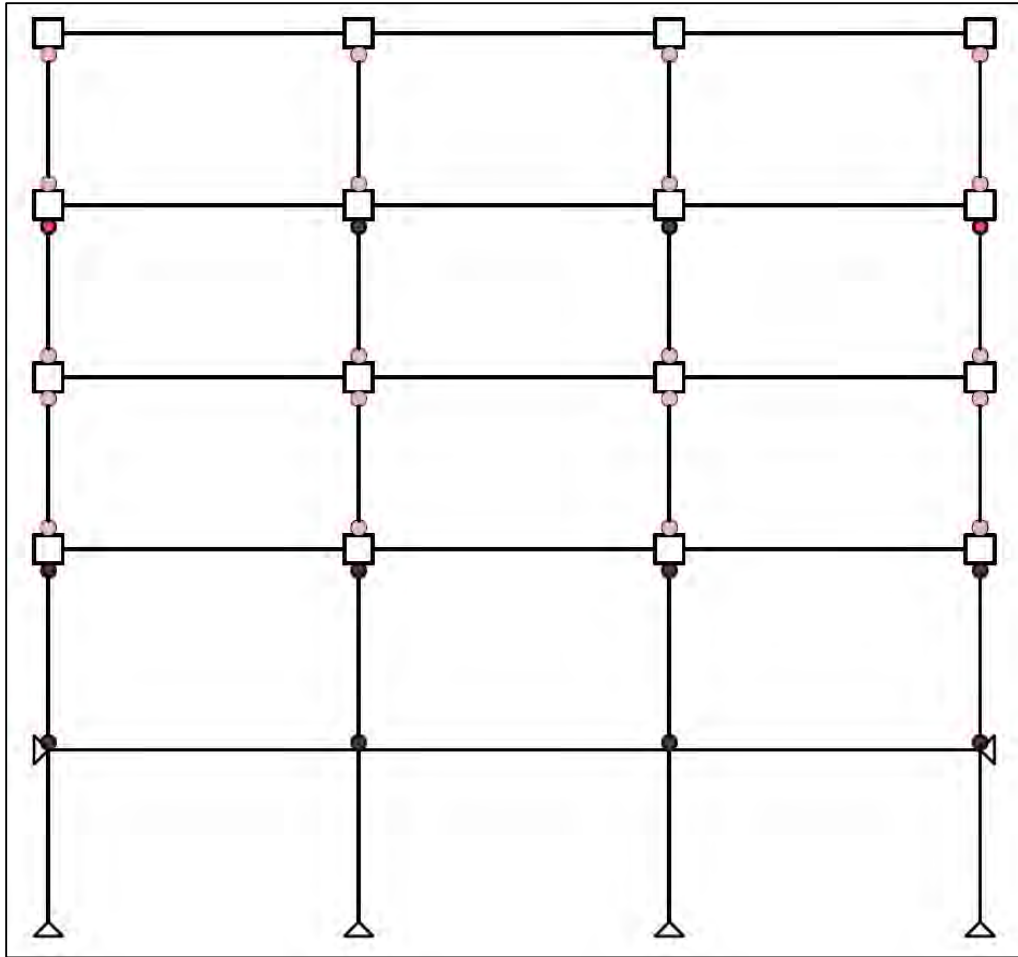
En la figura 4.59 y 4.60 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en columnas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior e inferior de cada columna. Las curvas se encuentran acomodadas por nivel y eje, en la primera grafica se presentan las columnas de los niveles superiores y en la gráfica siguiente las columnas de los niveles inferiores. En la figura 4.61 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de las columnas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las columnas fue principalmente elástico a excepción de las columnas del primer nivel que se plastificaron en la parte superior e inferior y tercer nivel que se plastificaron únicamente en la parte superior.



**Figura 4.59—** Curvas momento rotación de los resortes de las columnas superiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida



**Figura 4.60—** Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas inferiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión rígida

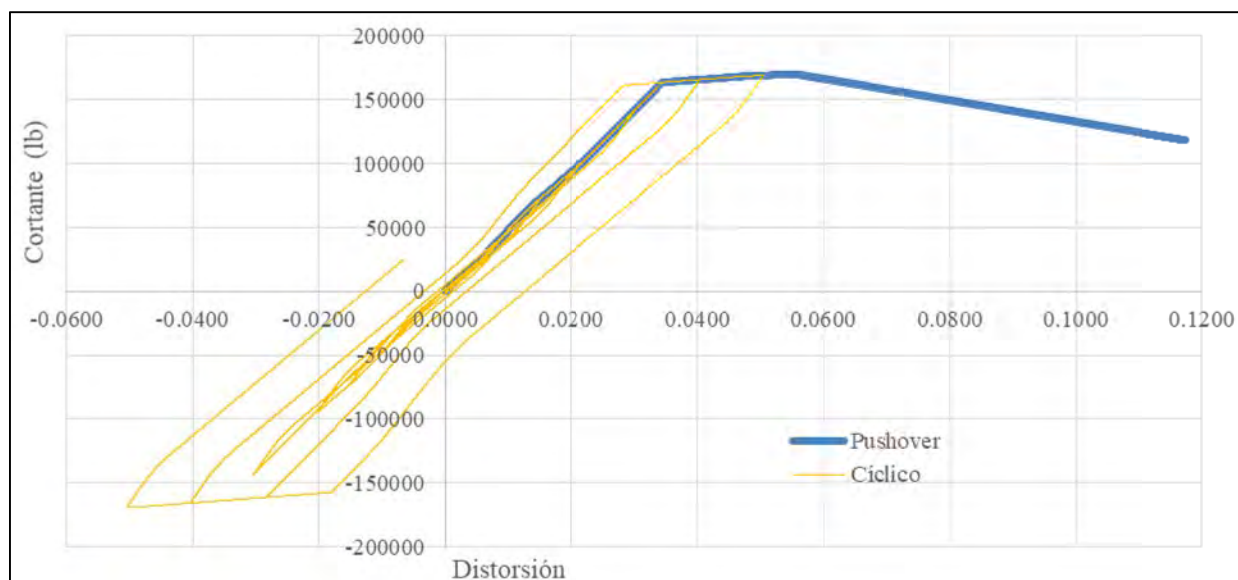


**Figura 4.61—** Mapeo de rotaciones totales de columnas del marco con conexión rígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ )

#### **4.6.2** *Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad baja ( $Q=2$ )*

En la figura 4.62 se muestra la respuesta no lineal del marco que se obtiene con el protocolo de carga cíclica reversible en línea delgada amarilla, y para fines de comparación también se agrega en línea azul la curva de capacidad del análisis estático con carga incremental. La comparativa entre la envolvente de la curva cíclica y la curva de capacidad muestra baja degradación de resistencia por daño acumulado y una nula degradación de la capacidad por los ciclos de carga.





**Figura 4.62— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.63 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en vigas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo de cada viga y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje del marco. En la figura 4.64 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de vigas mostradas anteriormente. En el marco se puede ver que el comportamiento de las vigas fue elástico en todos sus niveles, por esta razón los círculos que representan las rotaciones totales tienen un color verde muy tenue.

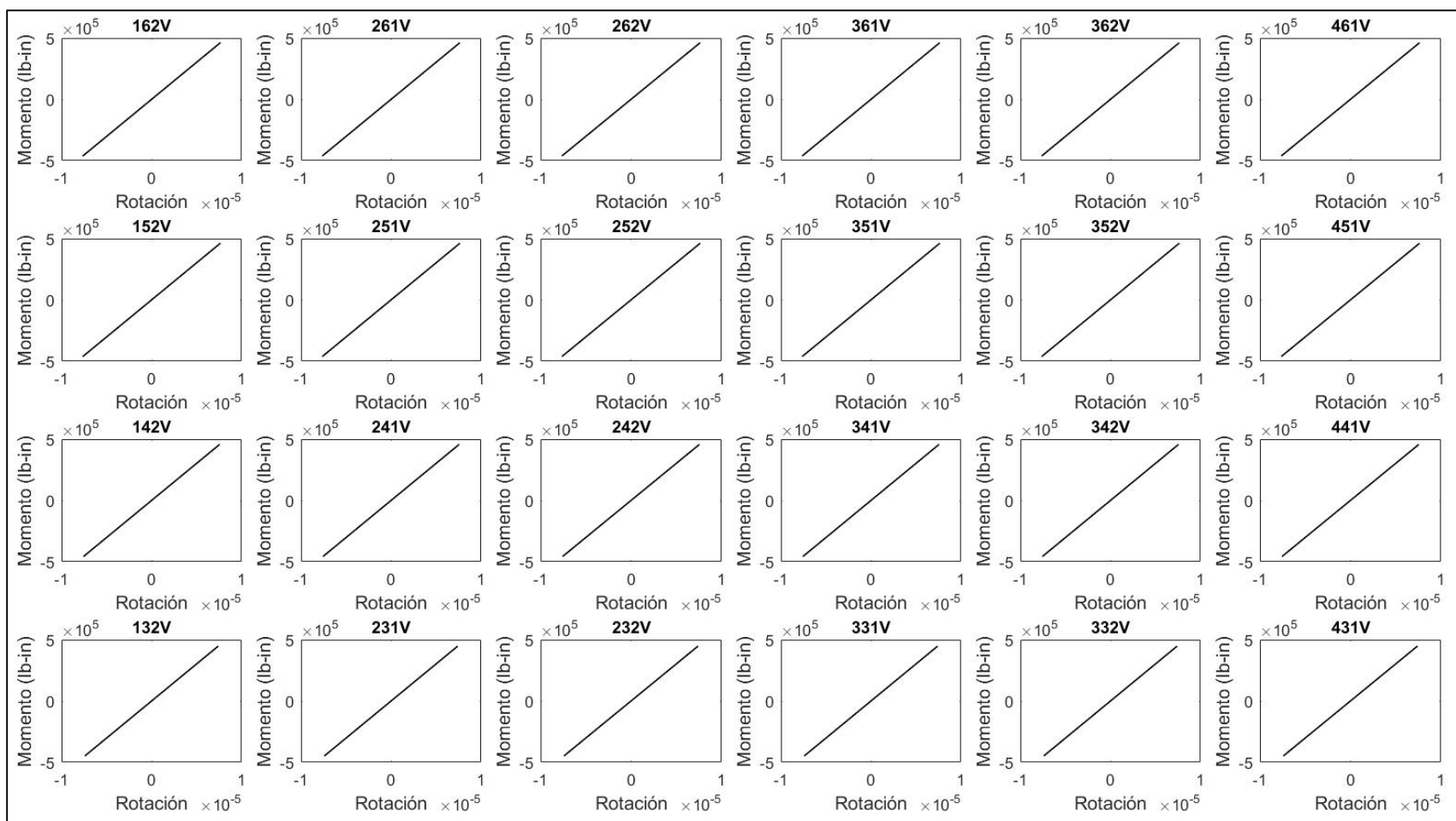
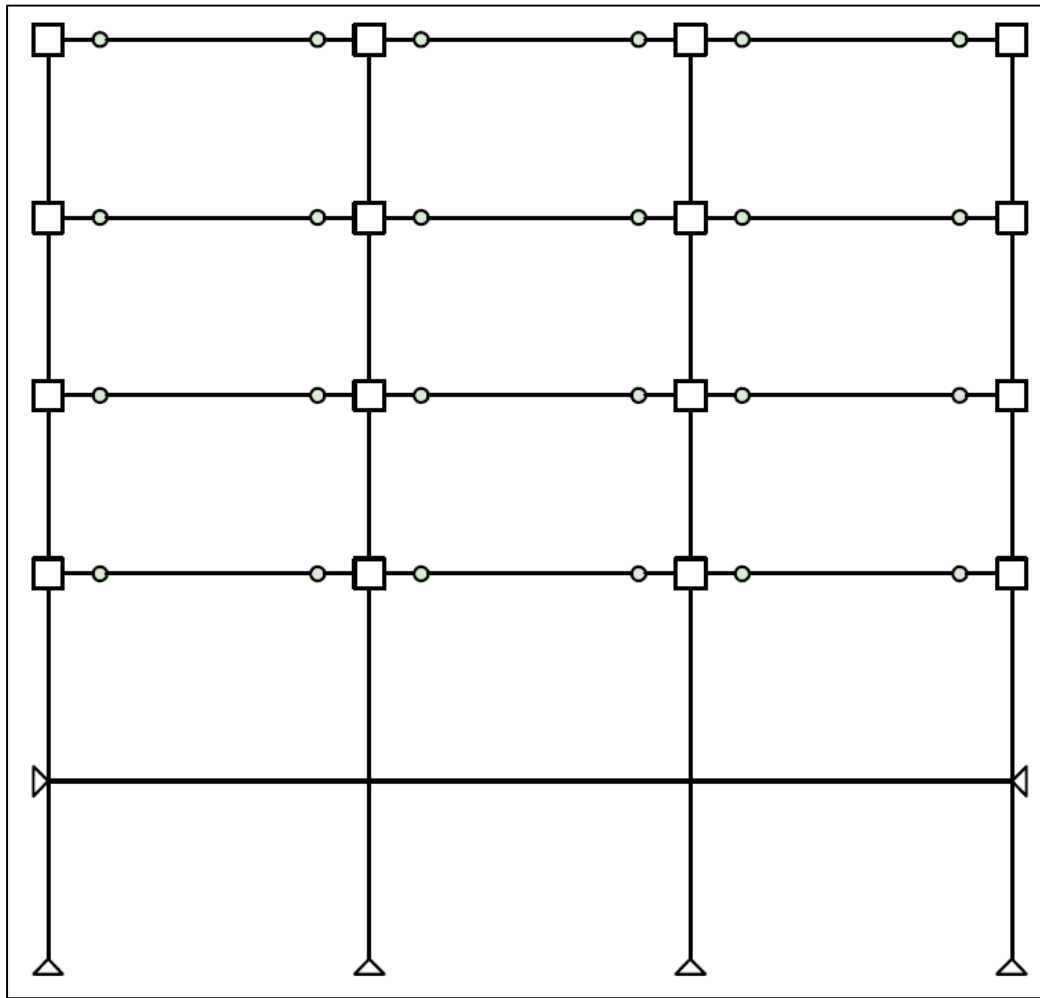
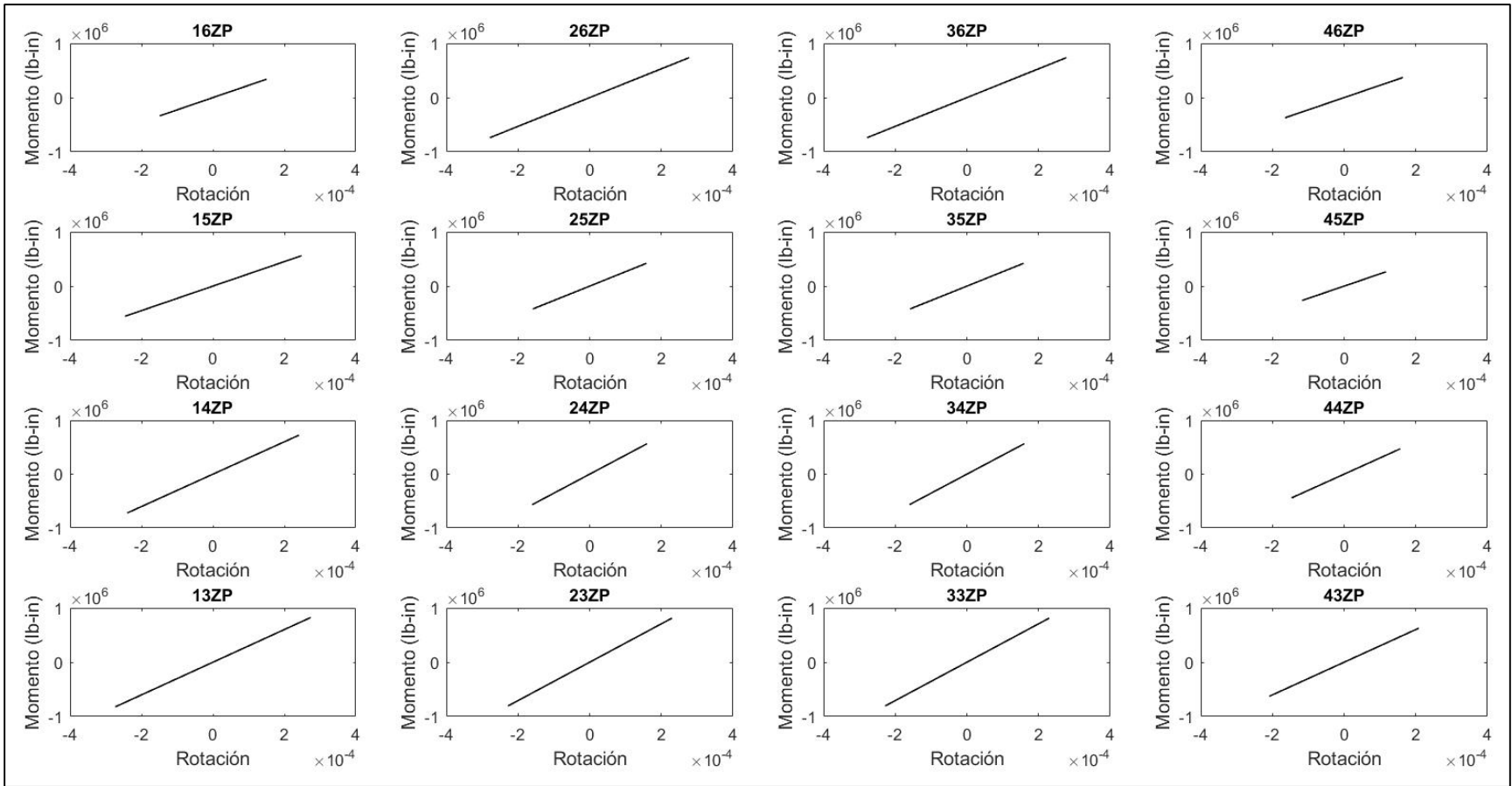
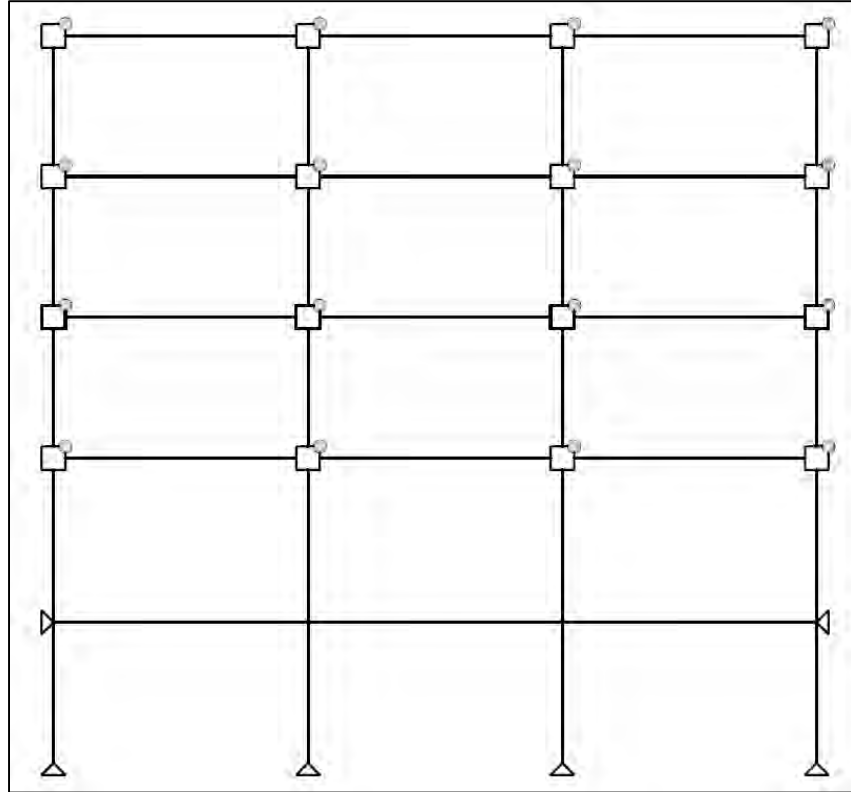


Figura 4.63— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36



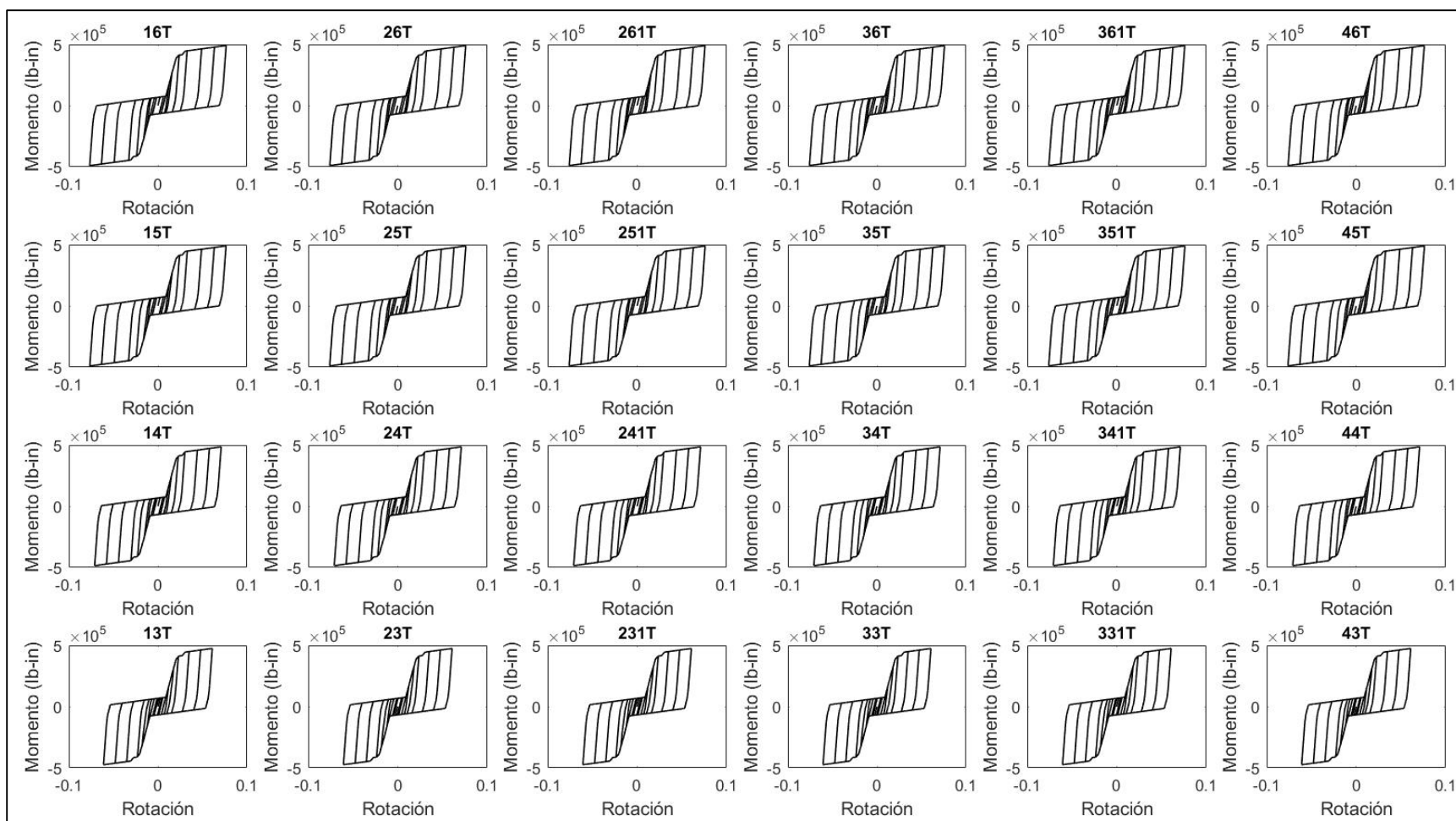


**Figura 4.65—** Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36

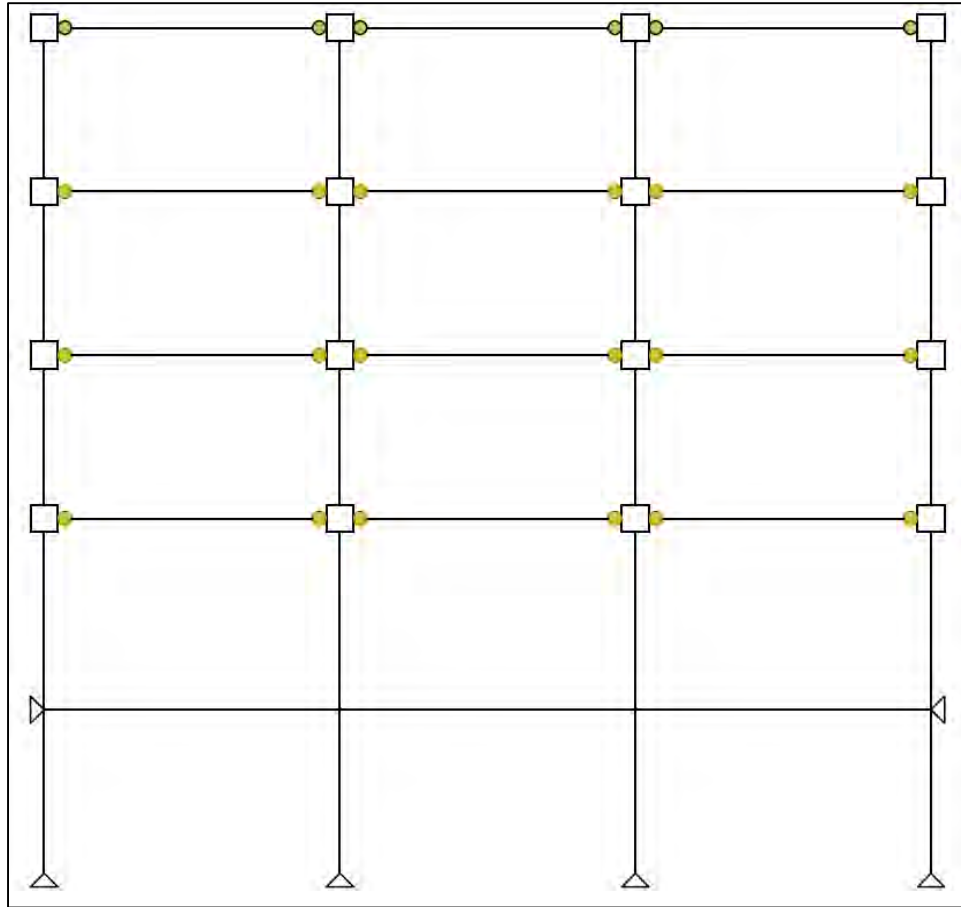


**Figura 4.66— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.67 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en los tendones de la conexión semirrígida en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte ubicado en la unión entre la viga y la columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje del marco. En la figura 4.68 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de los tendones. En el marco se puede ver que el comportamiento de los tendones de las conexiones semirrígidas de acero A36 fue inelástico en su totalidad.

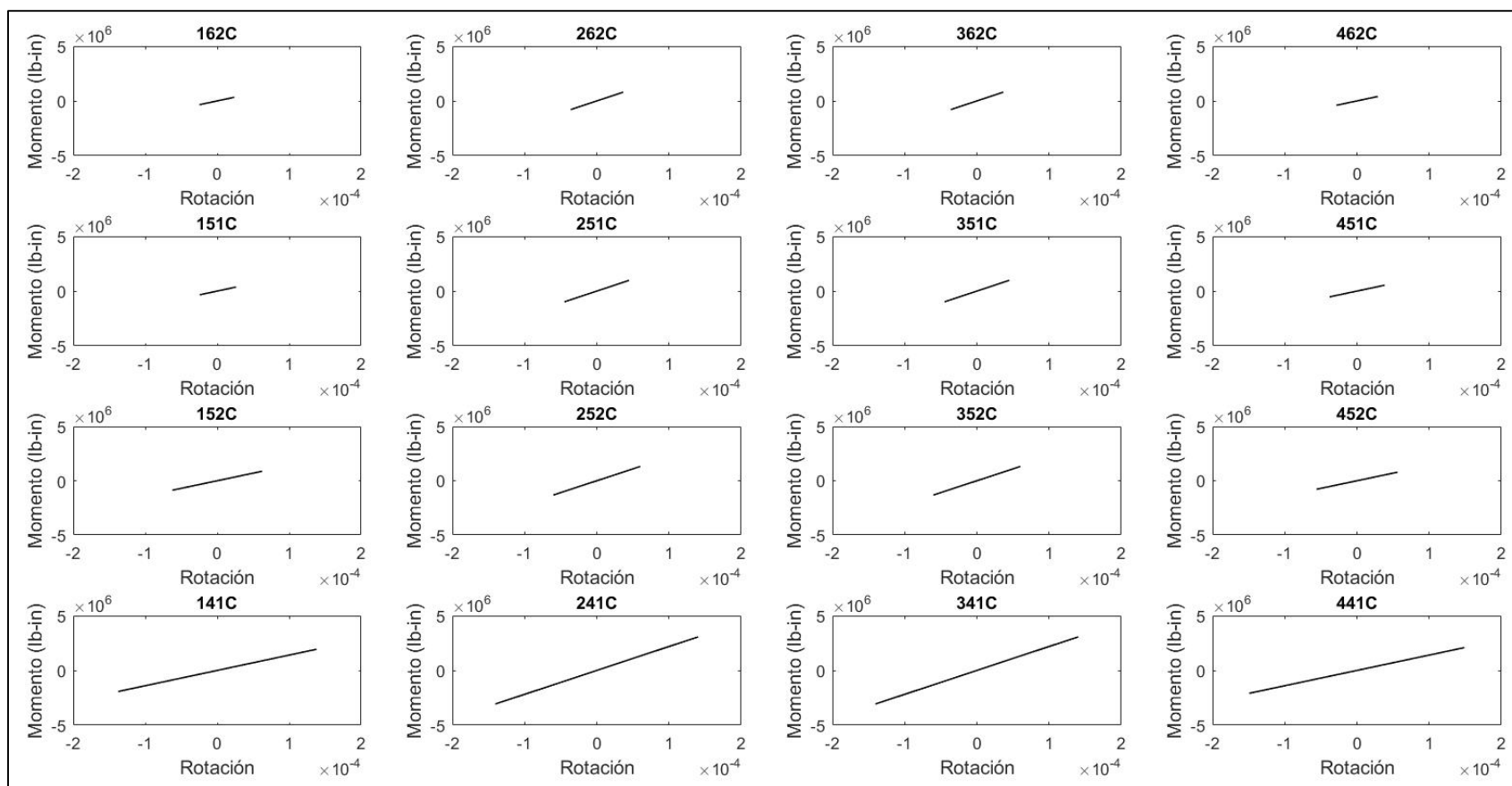


**Figura 4.67— Curvas momento-rotación de los resortes de los tendones de acero A36 de la conexión en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ )**



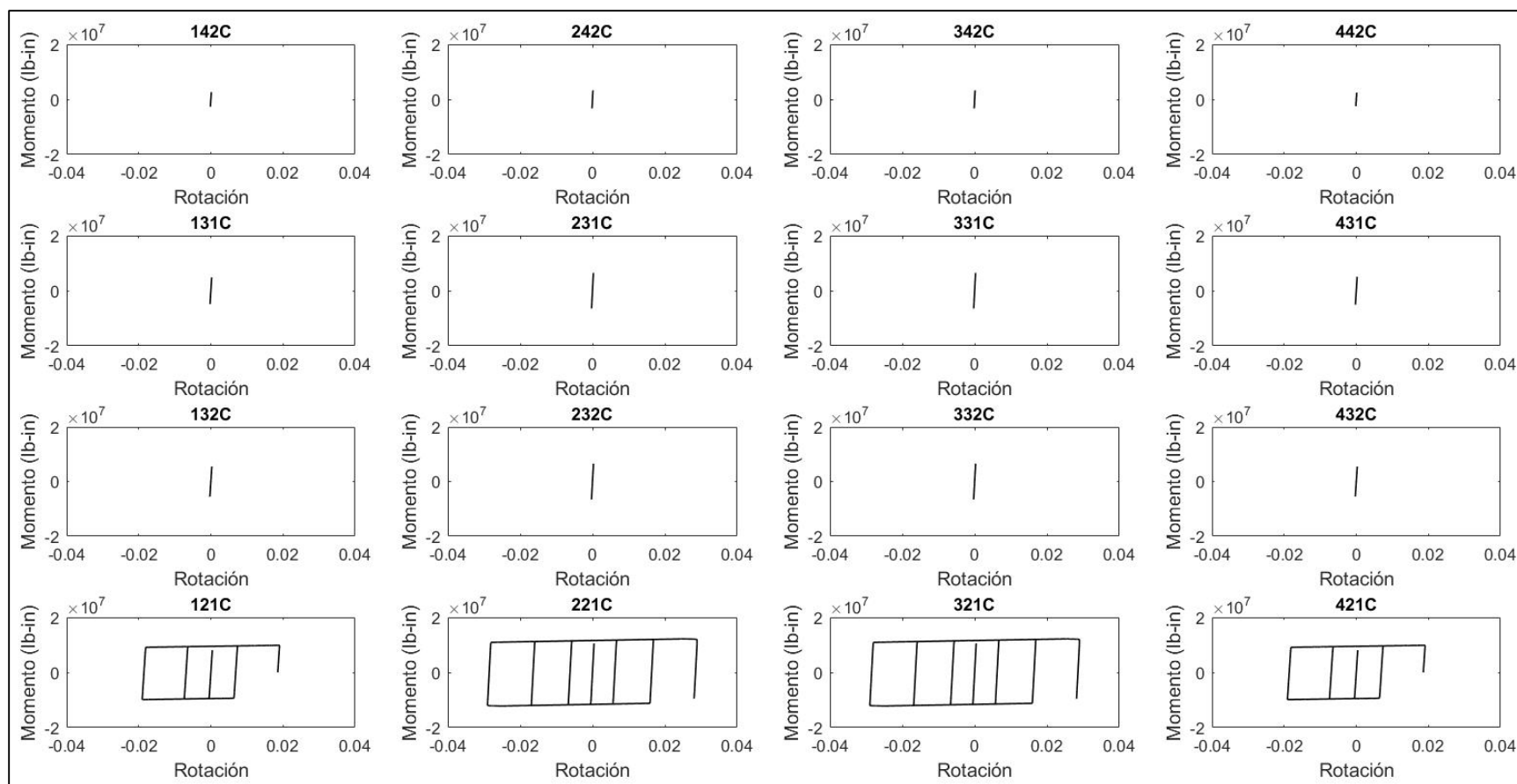
**Figura 4.68— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de acero A36 del marco con conexión semirrígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.69 y 4.70 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en columnas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior e inferior de cada columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje al que corresponden en el marco, en la primera imagen se presentan las columnas de los niveles superiores y en la imagen siguiente las columnas de los niveles inferiores. En la figura 4.71 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de las columnas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las columnas fue principalmente elástico a excepción de las columnas del primer nivel que se plastificaron en la parte inferior.

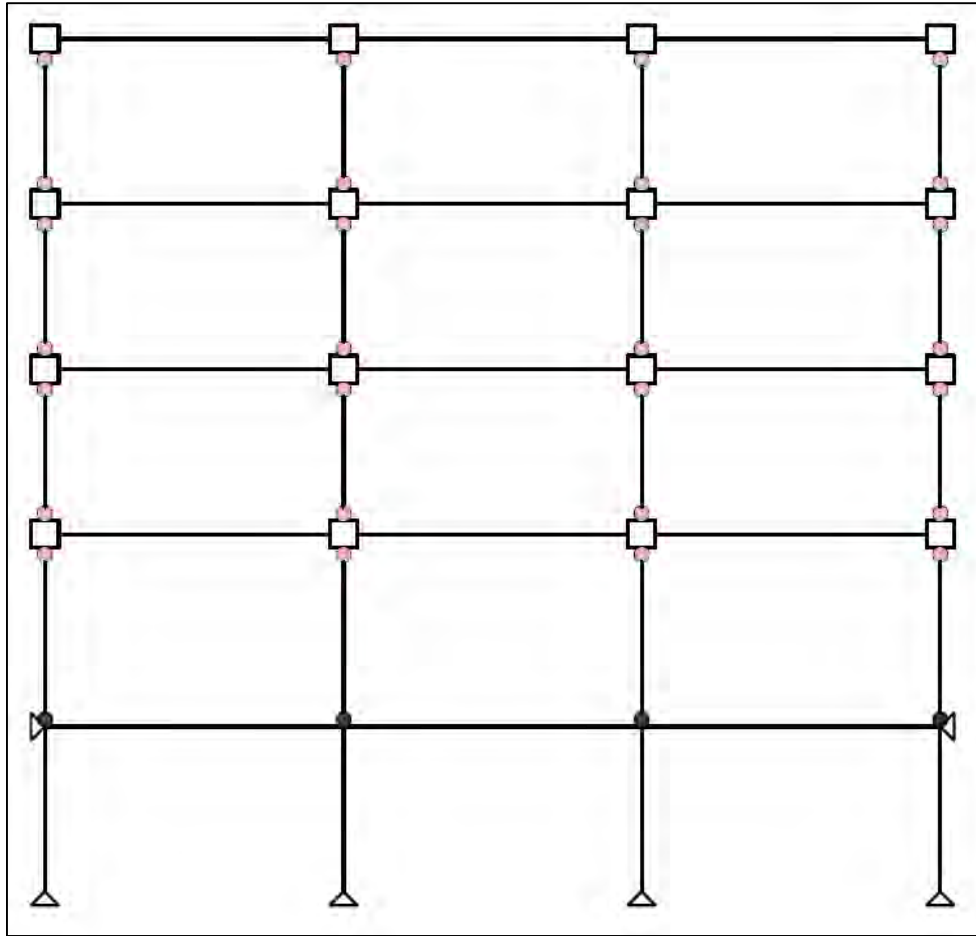


**Figura 4.69—** Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de niveles superiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36



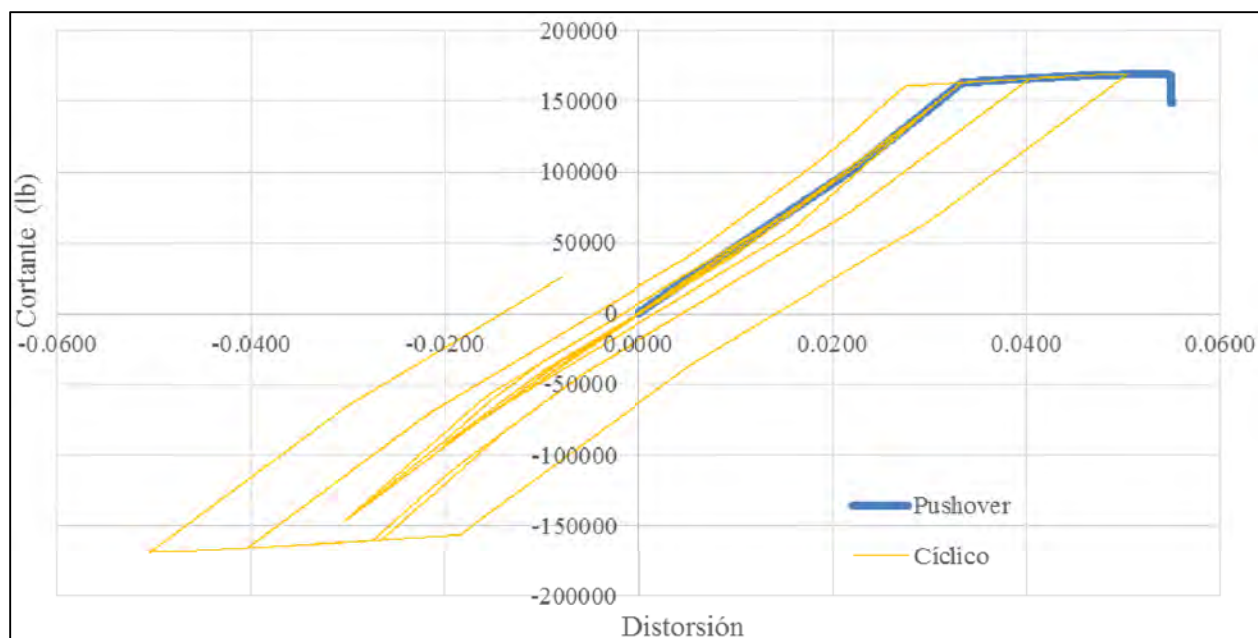


**Figura 4.70— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de niveles inferiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36**



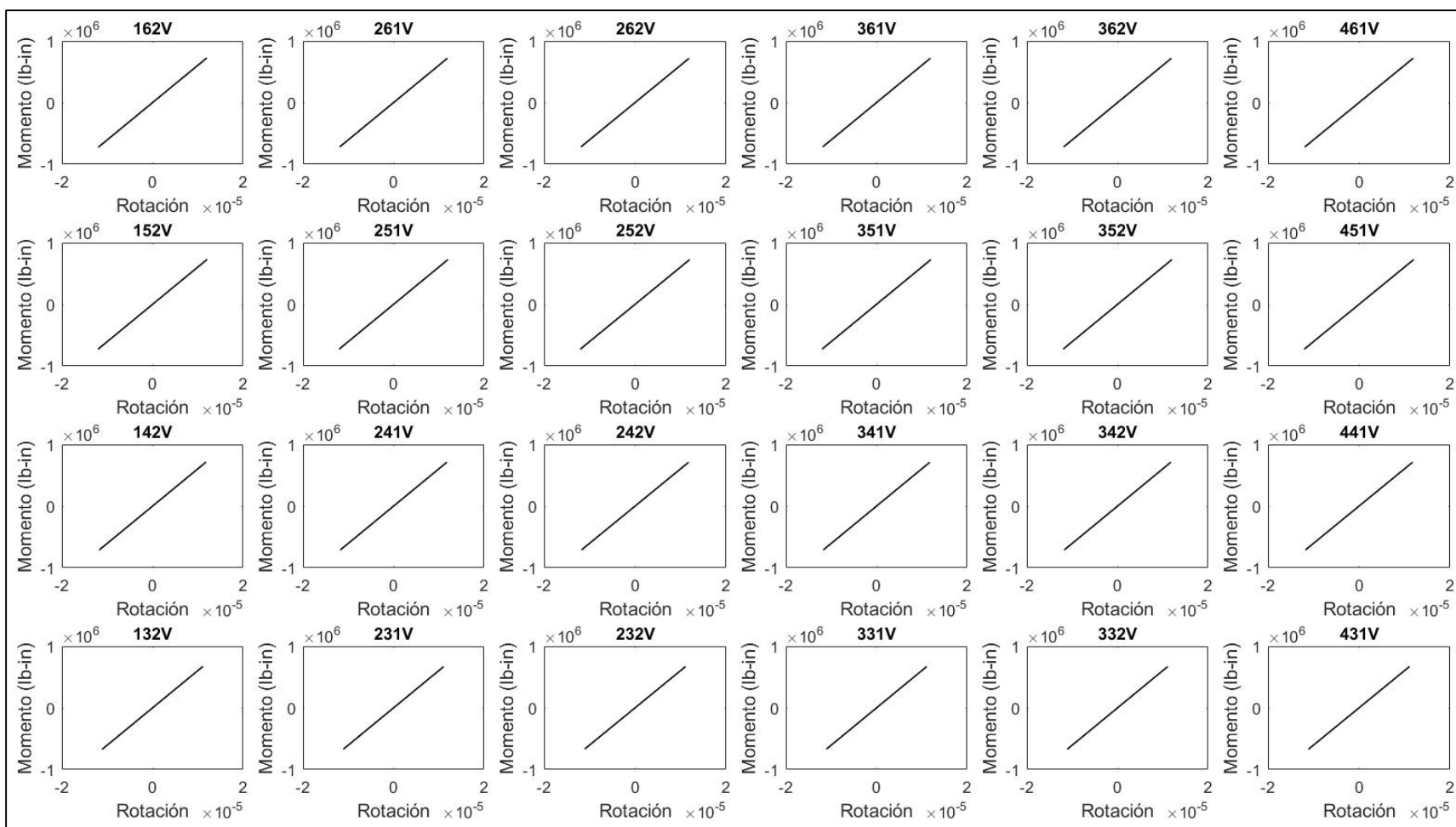
**Figura 4.71— Mapeo de rotaciones totales de las columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de acero y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.72 se muestra la respuesta del marco con ductilidad baja ( $Q = 2$ ). y con conexión semirrígida de tendones de nitinol sometido al protocolo de carga cíclica reversible, en línea amarilla se presenta la curva del análisis cíclico y para fines de comparación también se agrega en línea azul la curva de capacidad del análisis estático.

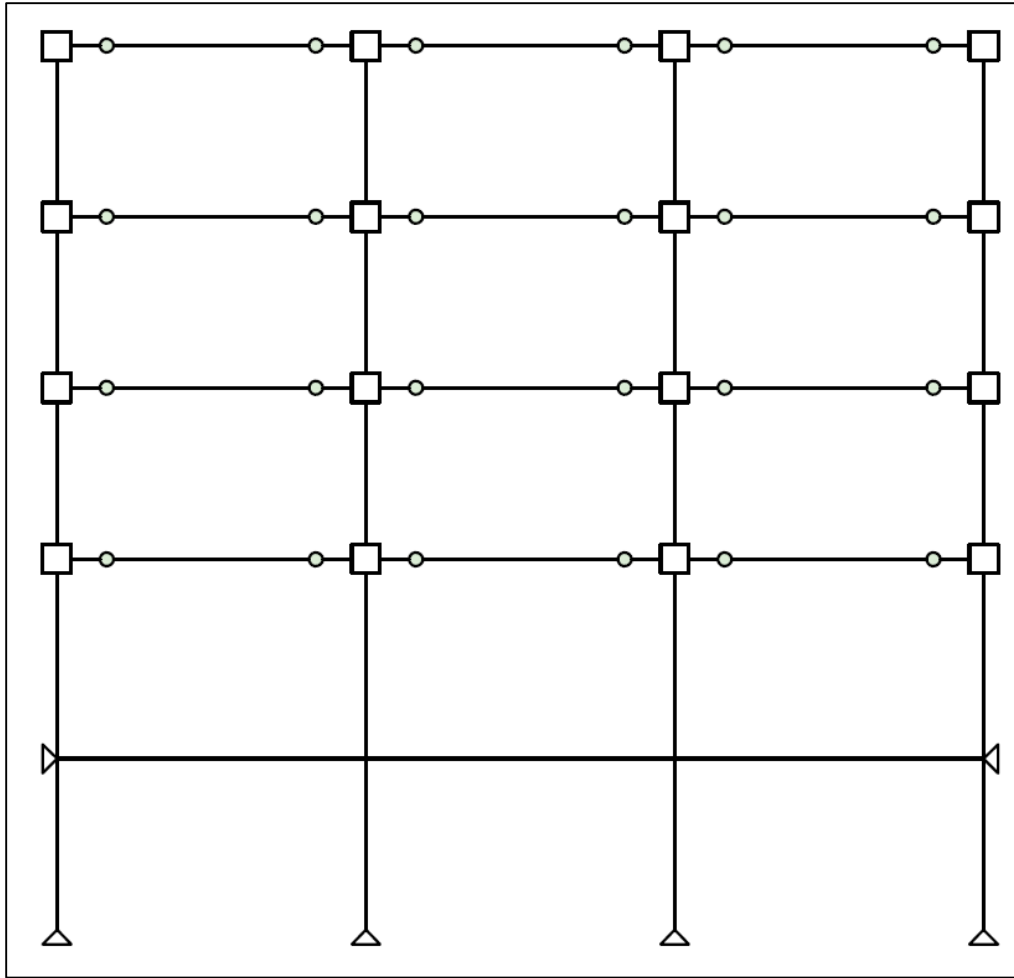


**Figura 4.72— Curva capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.73 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en vigas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo de cada viga y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje del marco. En la figura 4.74 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de vigas mostradas anteriormente. En el marco se puede ver que el comportamiento de las vigas fue elástico en todos sus niveles, por esta razón los círculos que representan las rotaciones totales tienen un color verde muy tenue.

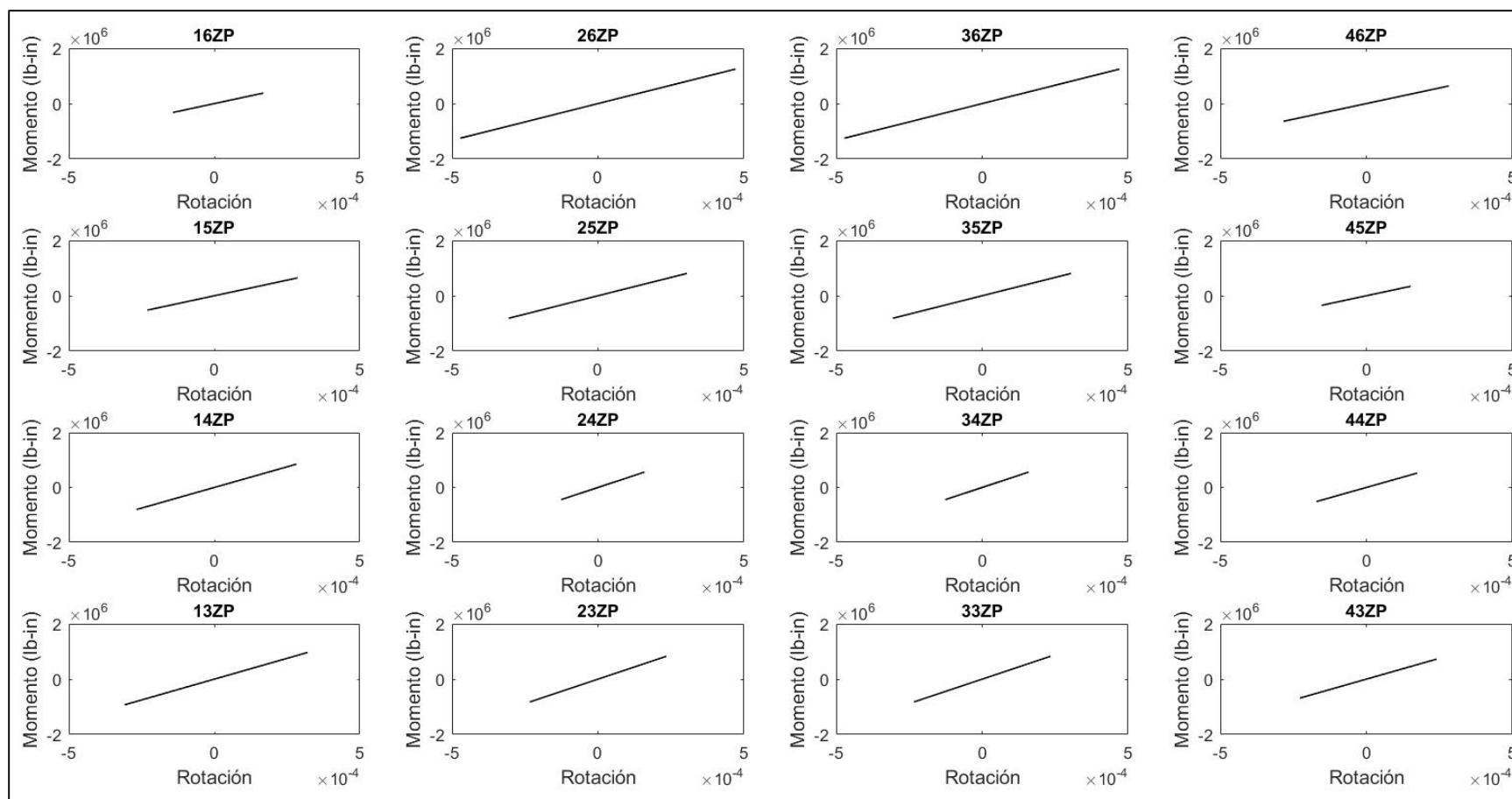


**Figura 4.73— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol**

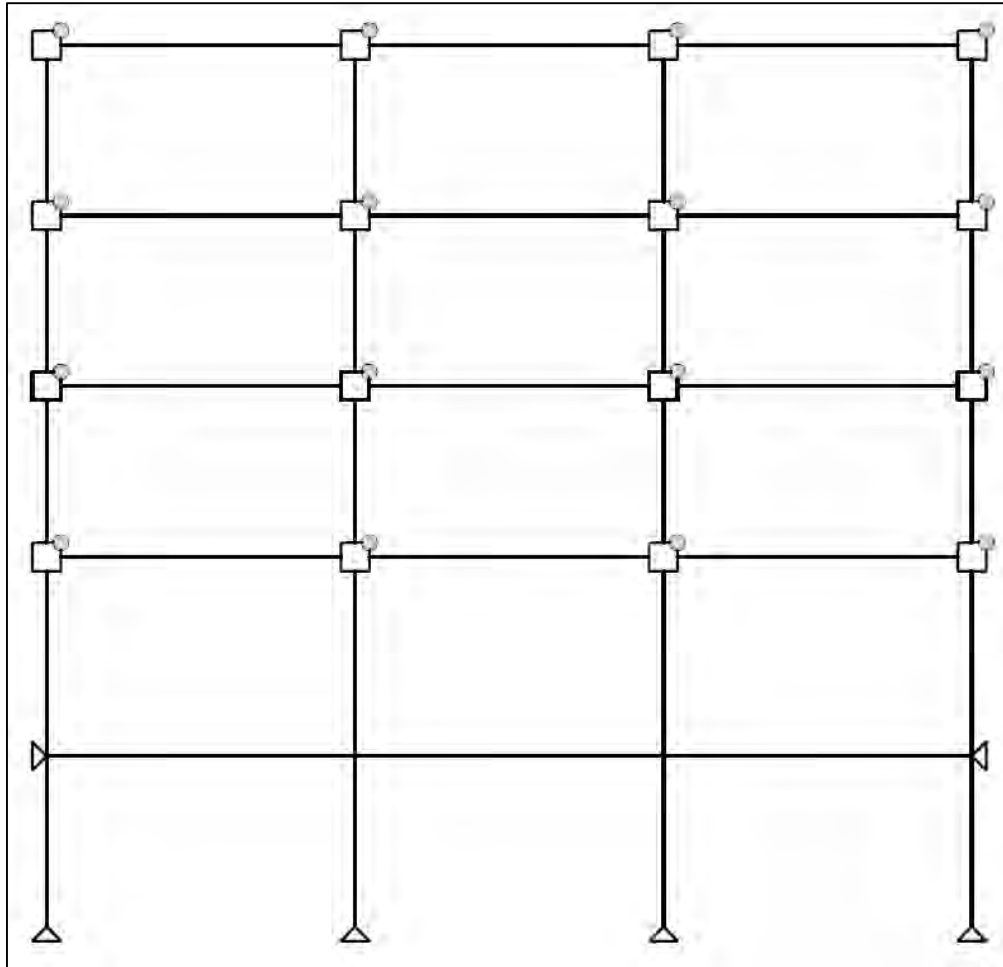


**Figura 4.74— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.75 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en la zona de panel en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior derecho de cada panel y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje correspondiente al marco. En la figura 4.76 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de la zona de panel que se muestra en la figura 4.75. En el marco se puede ver que el comportamiento de las zonas de panel fue elástico en su totalidad. El color colocado en los círculos que esquematizan las rotaciones totales en la imagen del marco corresponde al del primer intervalo de las curvas momento-rotación presentadas al inicio de esta sección.

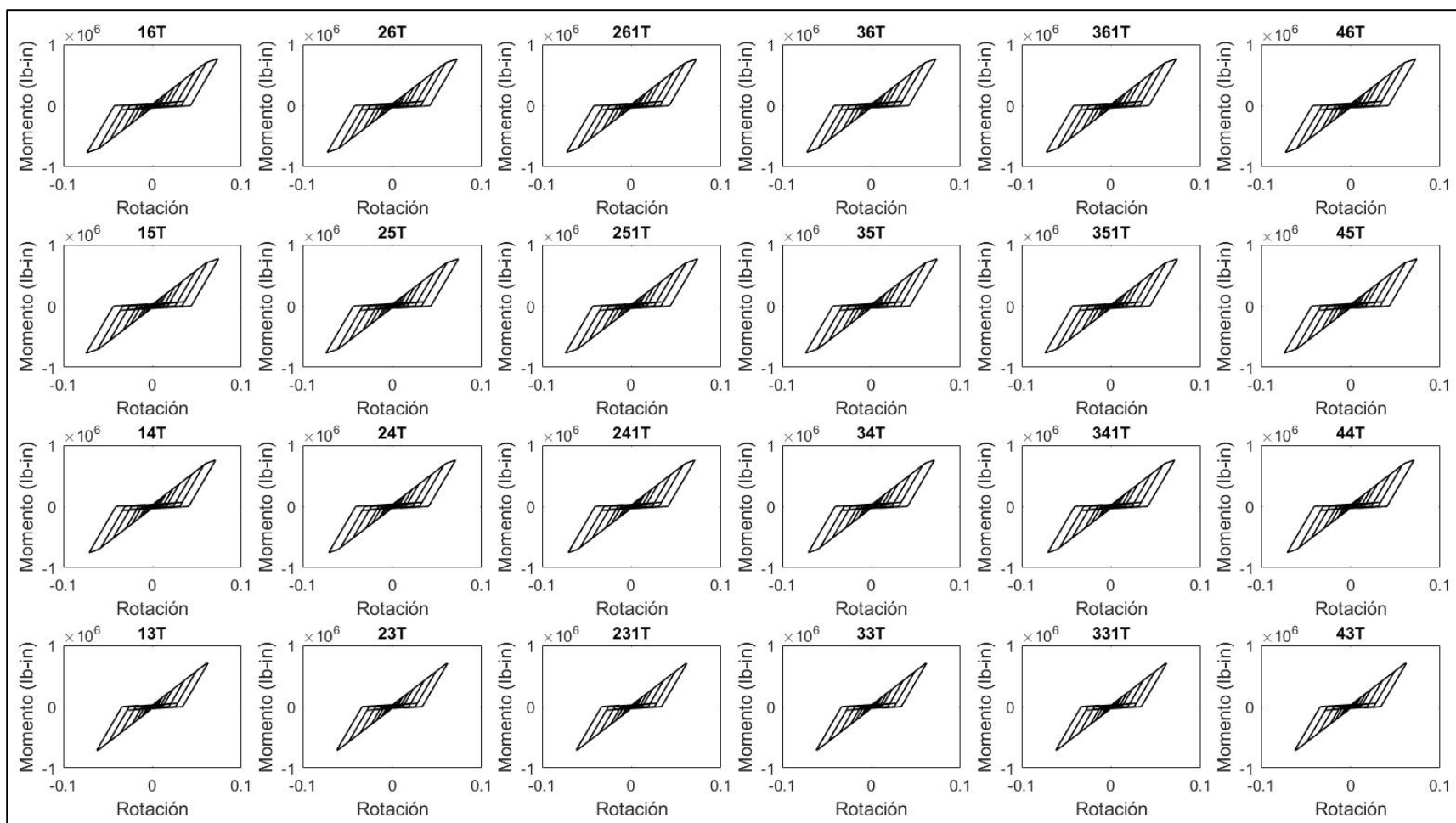


**Figura 4.75—** Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol



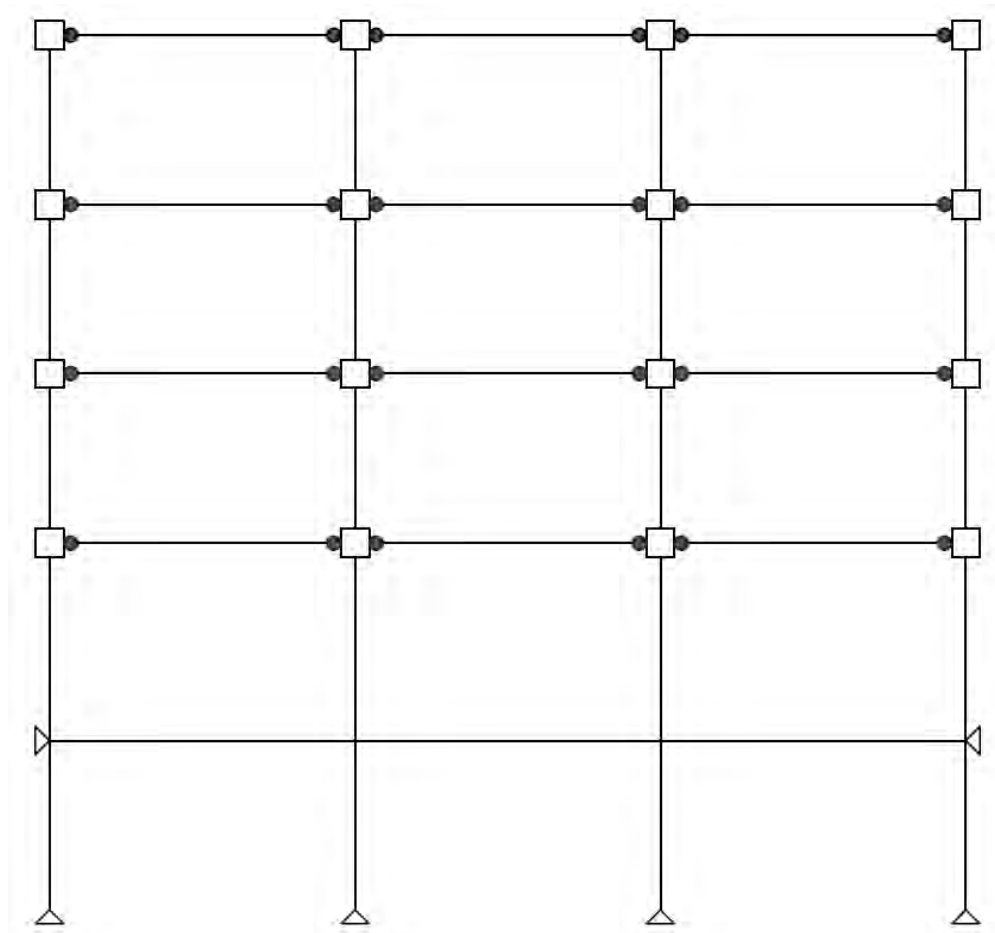
**Figura 4.76— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.77 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en los tendones de nitinol de la conexión semirrígida en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte ubicado en la unión entre la viga y la columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje del marco. En la figura 4.78 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de los tendones.



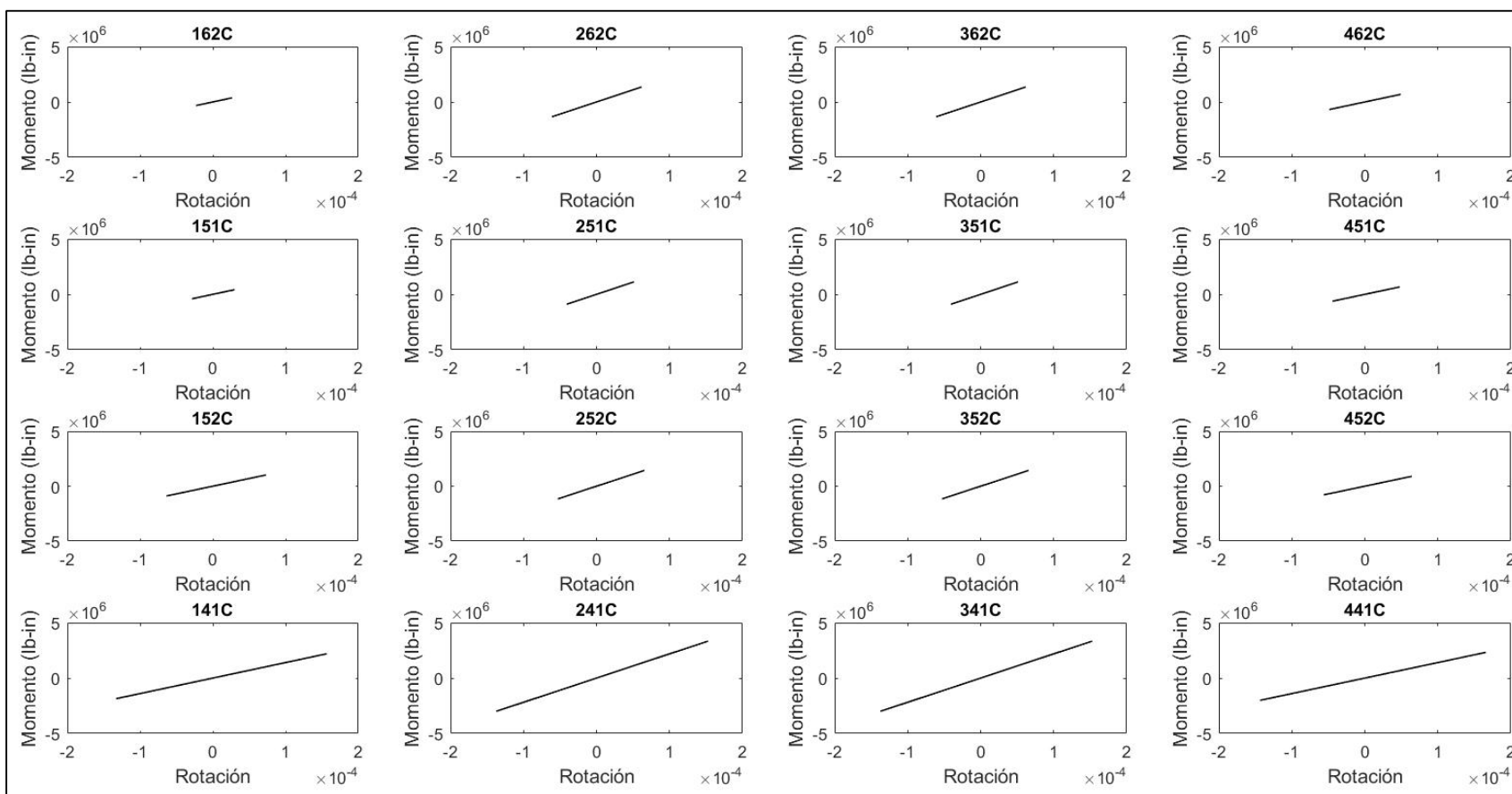
**Figura 4.77—** Curvas momento-rotación de los resortes de los tendones de nitinol de la conexión en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ )



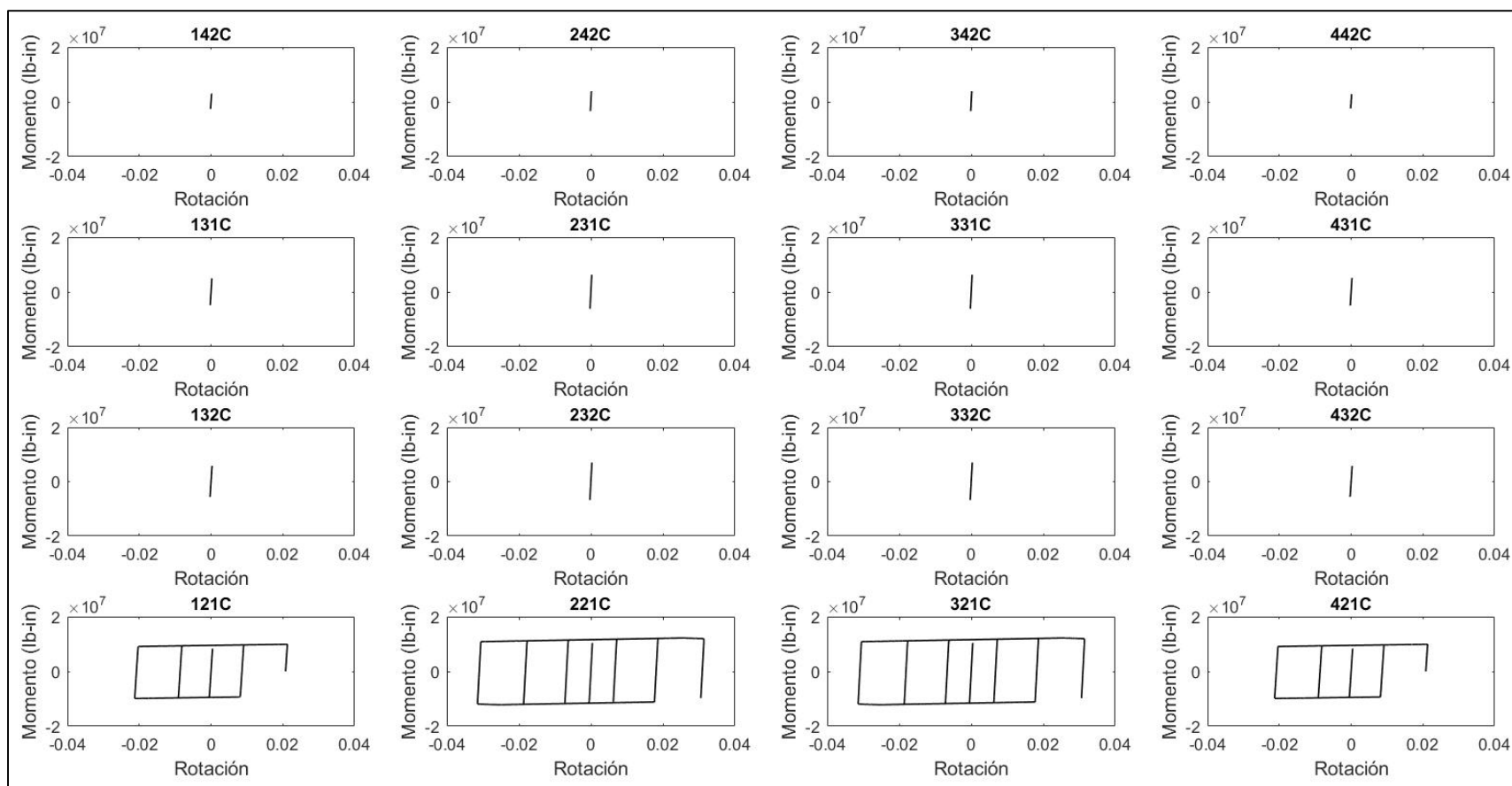


**Figura 4.78— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de nitinol del marco con conexión semirrígida y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

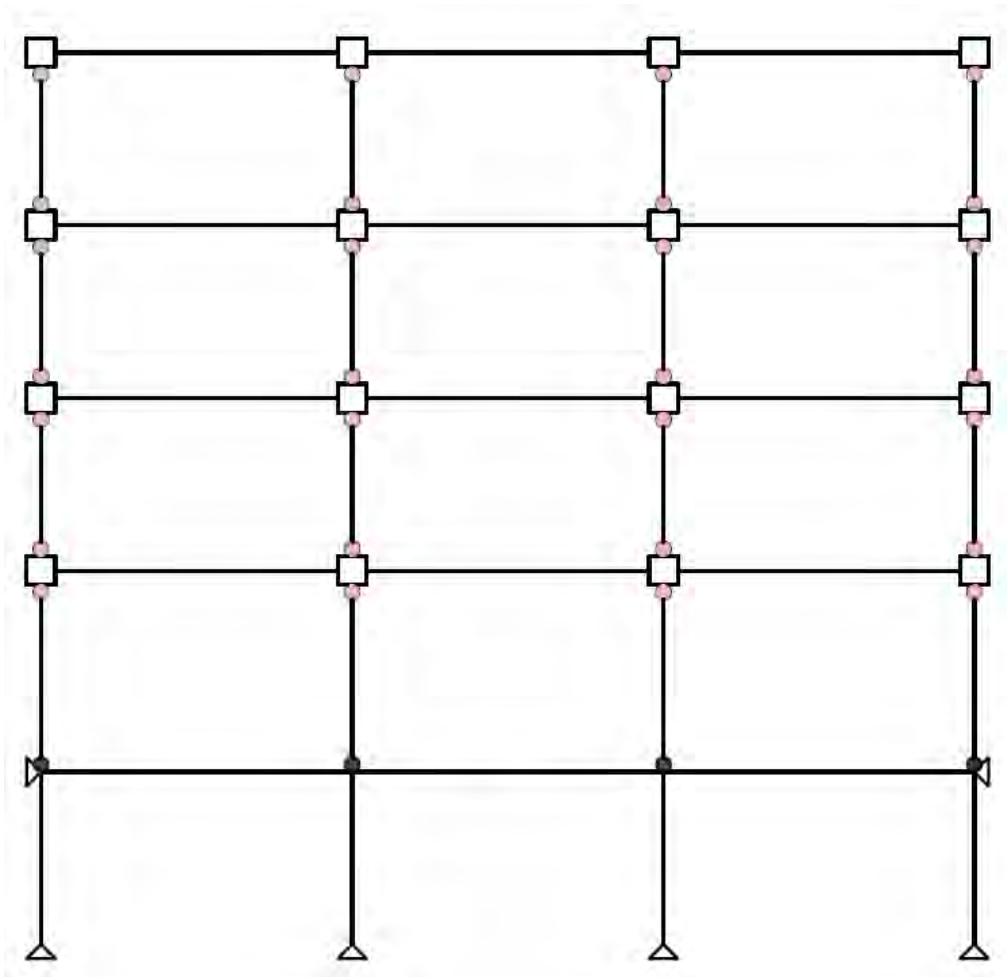
En la figura 4.79 y 4.80 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en columnas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior e inferior de cada columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje al que corresponden en el marco, en la primera imagen se presentan las columnas de los niveles superiores y en la imagen siguiente las columnas de los niveles inferiores. En la figura 4.81 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas presentadas al inicio de esta sección de momento-rotación en columnas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las columnas fue principalmente elástico a excepción de las columnas del primer nivel que se plastificaron en la parte inferior.



**Figura 4.79— Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles superiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol**



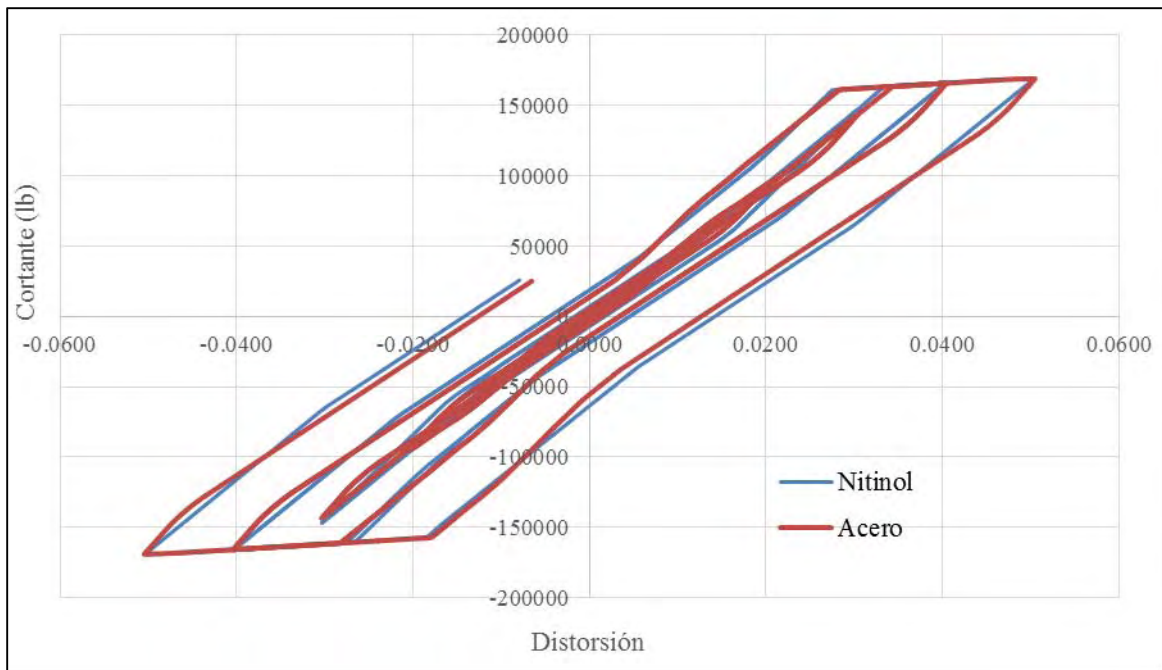
**Figura 4.80—** Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles inferiores en marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol



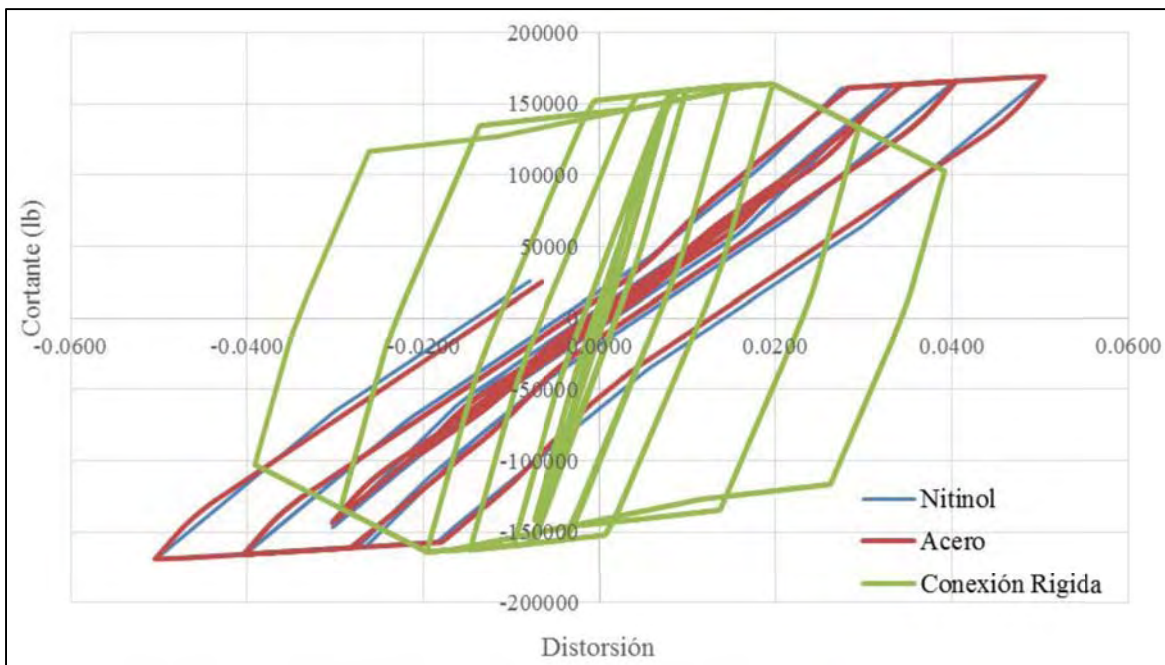
**Figura 4.81— Mapeo de rotaciones totales de las columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad baja ( $Q = 2$ )**

En la figura 4.82 se puede ver la comparación de las respuestas con el protocolo de carga cíclica reversible del marco con tendones de acero (línea roja) y del marco con tendones de nitinol (línea azul). En la gráfica se puede ver que el nitinol no presenta ninguna ventaja mecánica respecto al acero.

En la figura 4.83 se puede ver la comparación entre las respuestas de los marcos bajo carga cíclica para el caso de conexiones semirrígidas de nitinol (línea azul) y acero (línea roja) y para conexión rígida (línea verde). En esta grafica se puede ver una mayor disipación de energía en el caso del marco con conexión rígida, pero en los mapeos de las rotaciones totales el marco también presento más elementos estructurales incorporados en el rango inelástico.



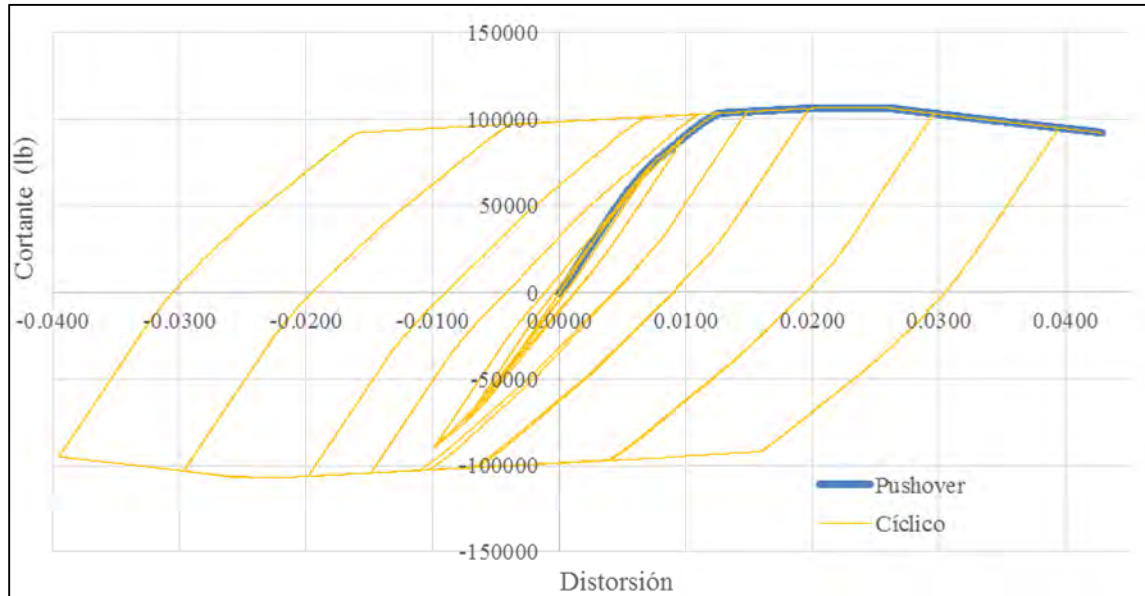
**Figura 4.82—** Comparación de las curvas cíclicas de los marcos con plasticidad concentrada, ductilidad baja ( $Q=2$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36 (línea roja) y de tendones de nitinol (línea azul)



**Figura 4.83—** Comparación entre las curvas cíclicas de la conexión rígida (línea verde), conexión semirrígida con tendones de acero (línea roja) y conexión semirrígida con tendones de nitinol (línea azul) de los marcos con ductilidad baja ( $Q = 2$ )

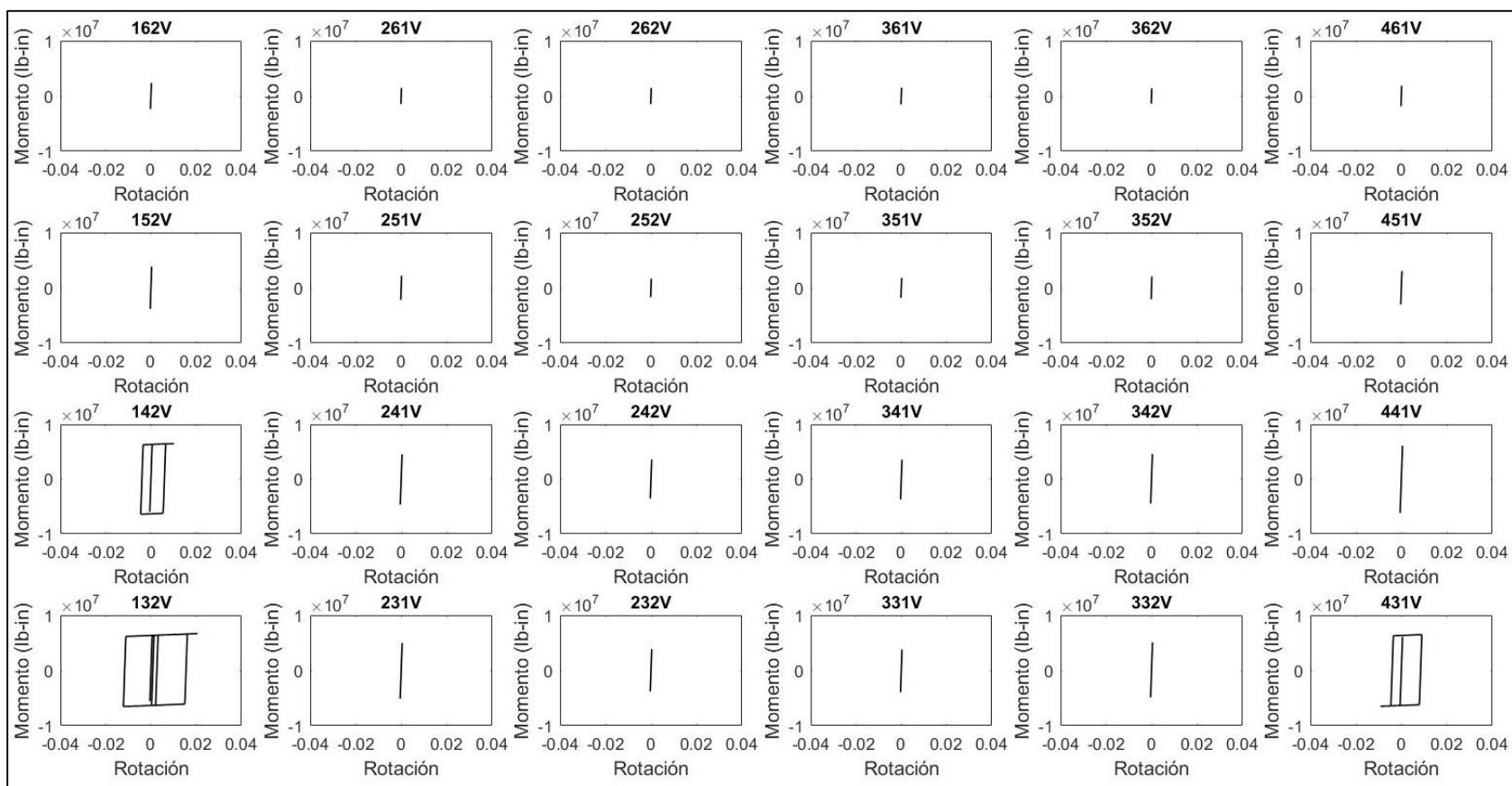
#### 4.6.3 Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexión rígidas y ductilidad alta ( $Q=4$ )

En la figura 4.84 se muestra en color amarillo la curva del análisis cíclico no lineal del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q=4$ ) y en color azul la curva de capacidad del mismo marco.

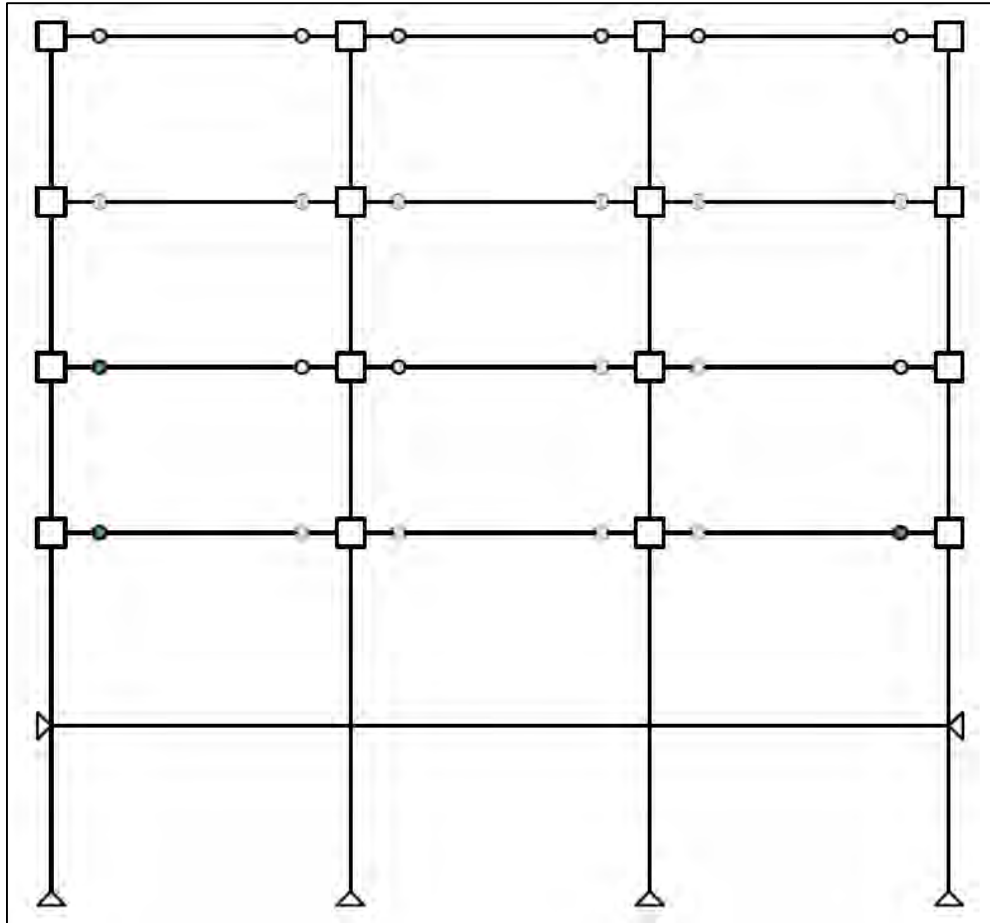


**Figura 4.84— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q=4$ )**

En la figura 4.85 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en vigas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo de cada viga y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje del marco. En la figura 4.86 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas mostradas al inicio de esta sección de momento-rotación en vigas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las vigas fue elástico en casi todos los niveles a excepción de las vigas de los extremos de los primeros dos niveles las cuales presentaron deformaciones permanentes.



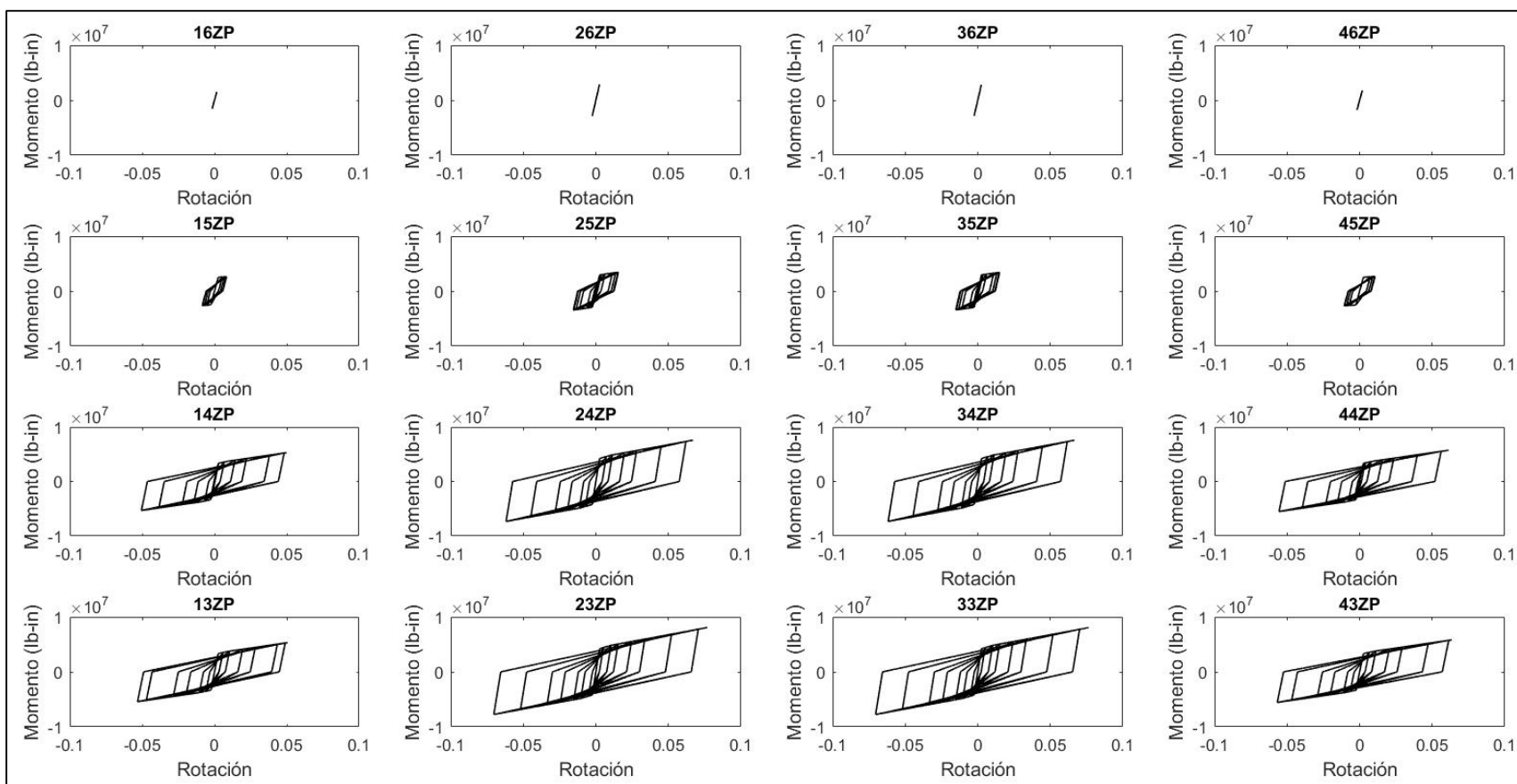
**Figura 4.85— Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida**



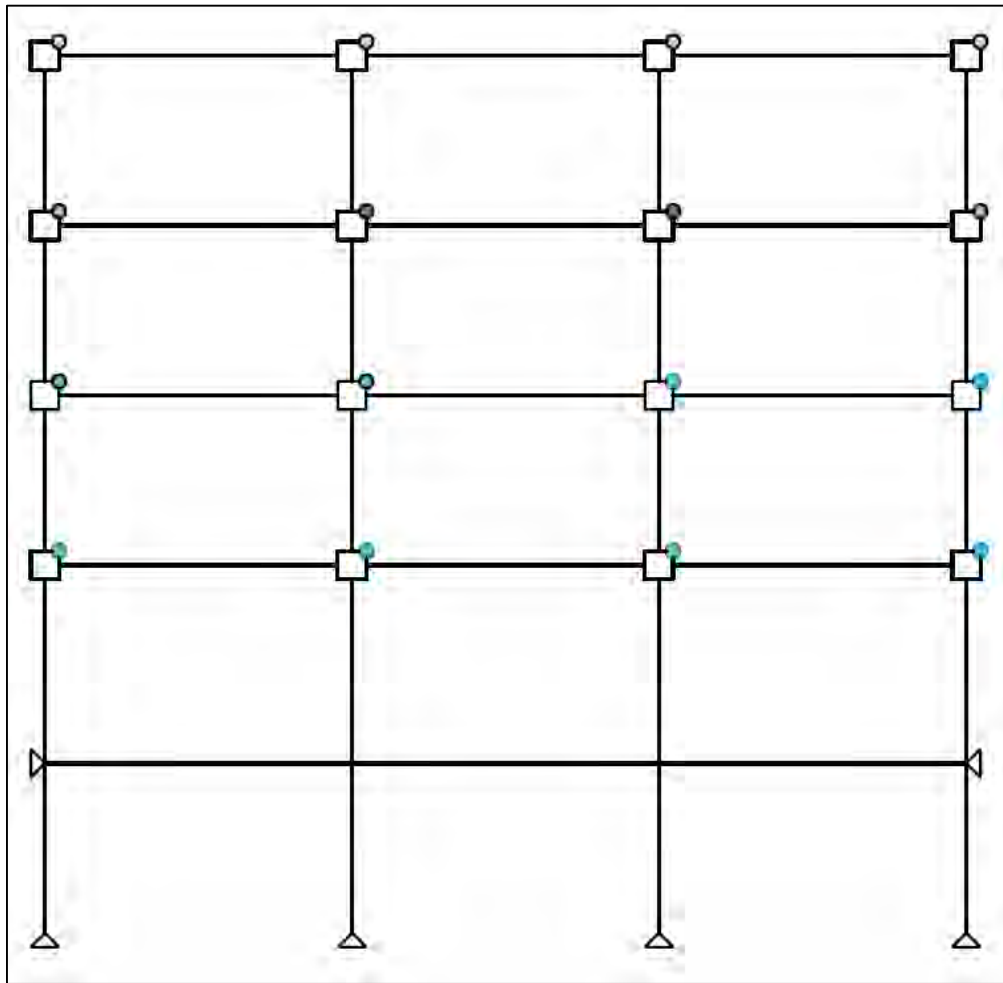
**Figura 4.86— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.87 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en la zona de panel en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior derecho de cada panel y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje correspondiente al marco. En la figura 4.88 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de la zona de panel que se muestra en la figura 4.87. En el marco se puede ver que el comportamiento de las zonas de panel fue inelástico en los primeros niveles del marco y las rotaciones más grandes se presentaron en el primer nivel y en el último nivel los paneles se comportaron elásticos en su totalidad. El color colocado en los círculos que esquematizan las rotaciones totales en la imagen del marco corresponde al de los intervalos de las curvas momento-rotación presentadas al inicio de esta sección.



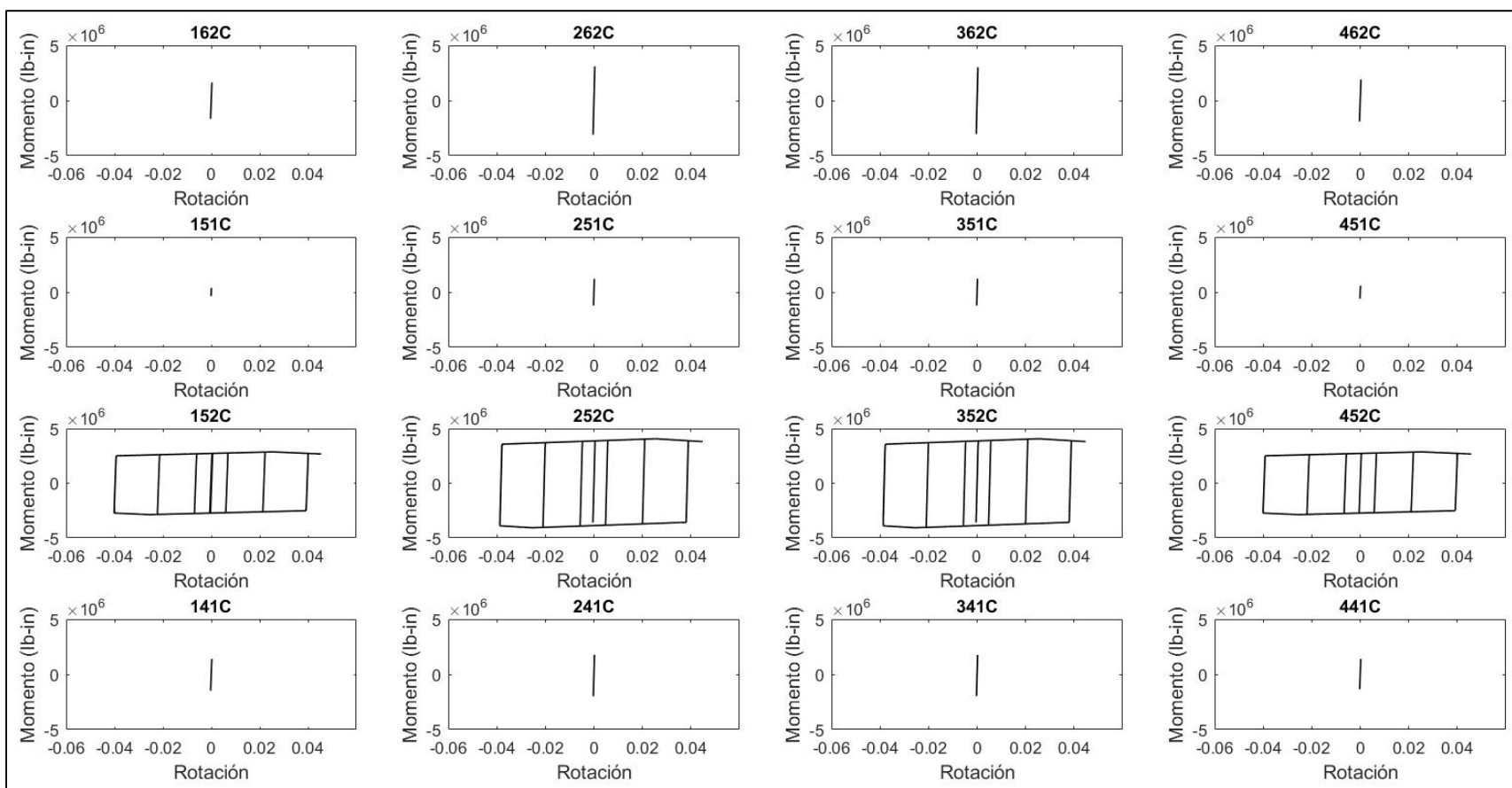


**Figura 4.87— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida**

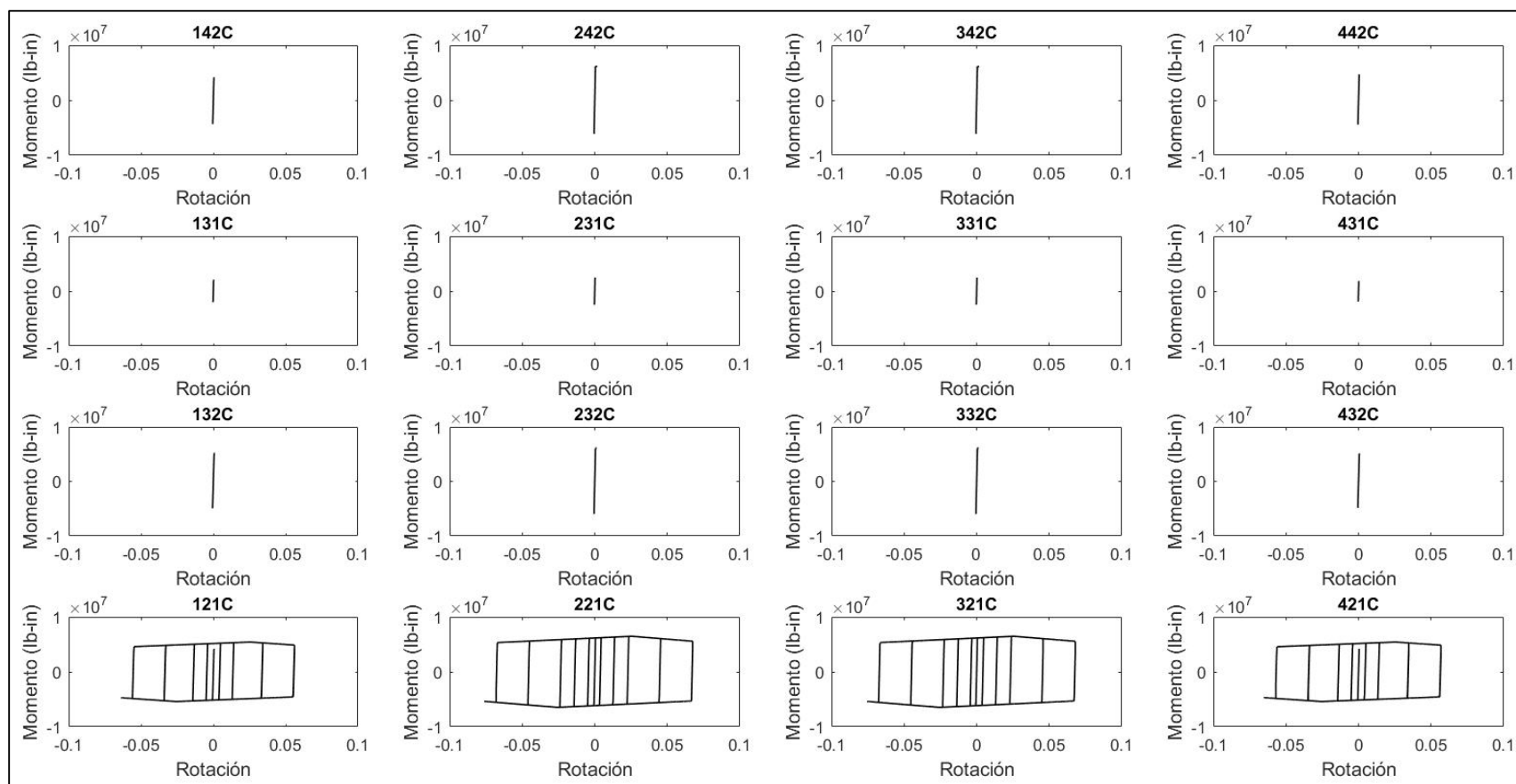


**Figura 4.88— Mapeo de rotaciones totales de las zonas de panel del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

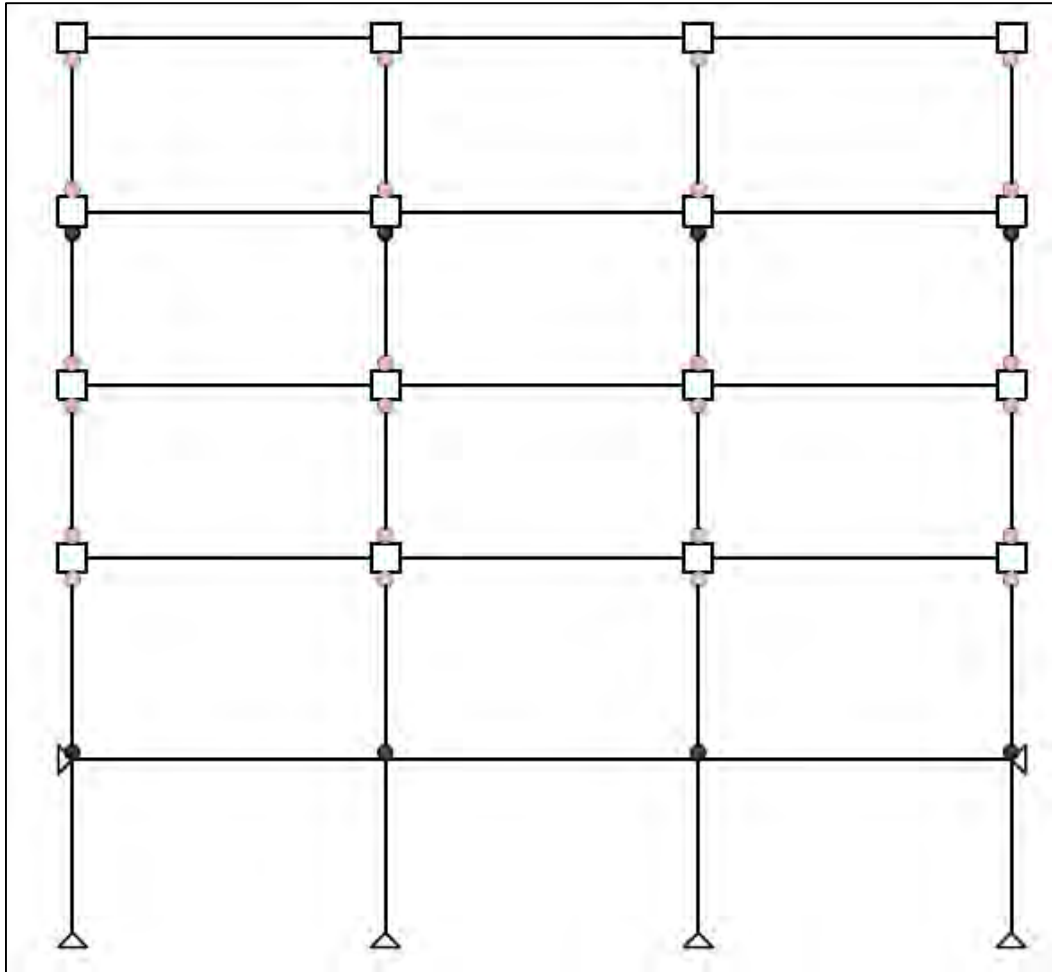
En la figura 4.89 y 4.90 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en columnas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior e inferior de cada columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje al que corresponden en el marco, en la primera imagen se presentan las columnas de los niveles superiores y en la imagen siguiente las columnas de los niveles inferiores. En la figura 4.91 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas presentadas al inicio de esta sección de momento-rotación en columnas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las columnas fue principalmente elástico a excepción de las columnas del primer y tercer nivel que se plastificaron en la parte inferior para el primer nivel y en la parte superior para el tercer nivel.



**Figura 4.89—** Curvas momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles de la parte superior en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida



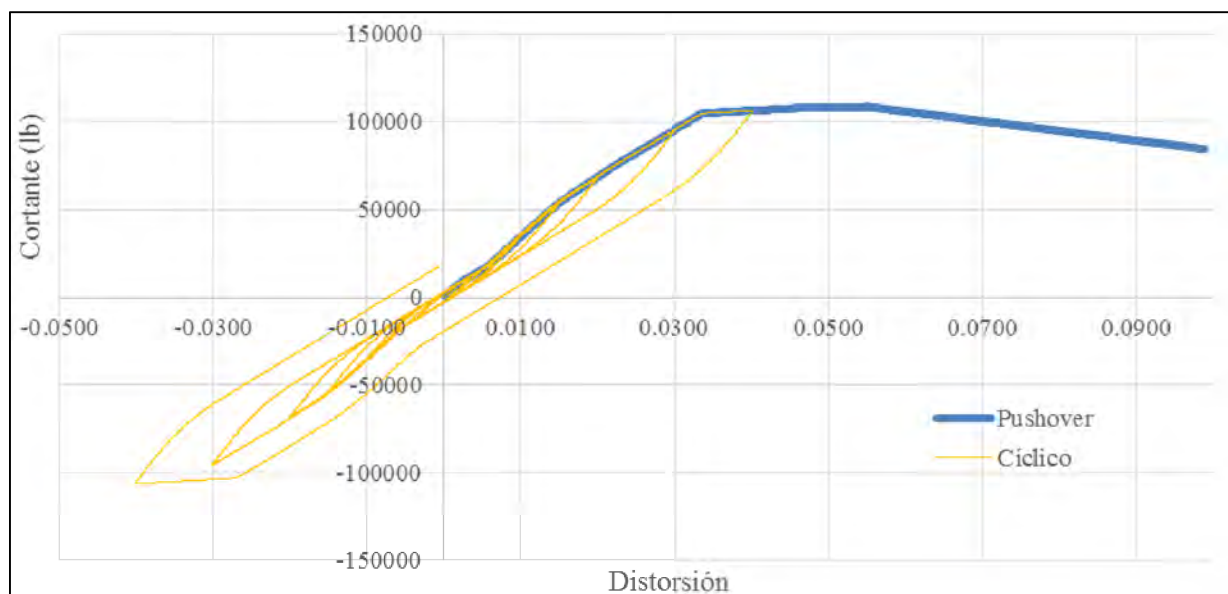
**Figura 4.90— Curva momento-rotación de los resortes de las columnas de los niveles de la parte inferior en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión rígida**



**Figura 4.91— Mapeo de rotaciones totales de las columnas del marco con conexión rígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

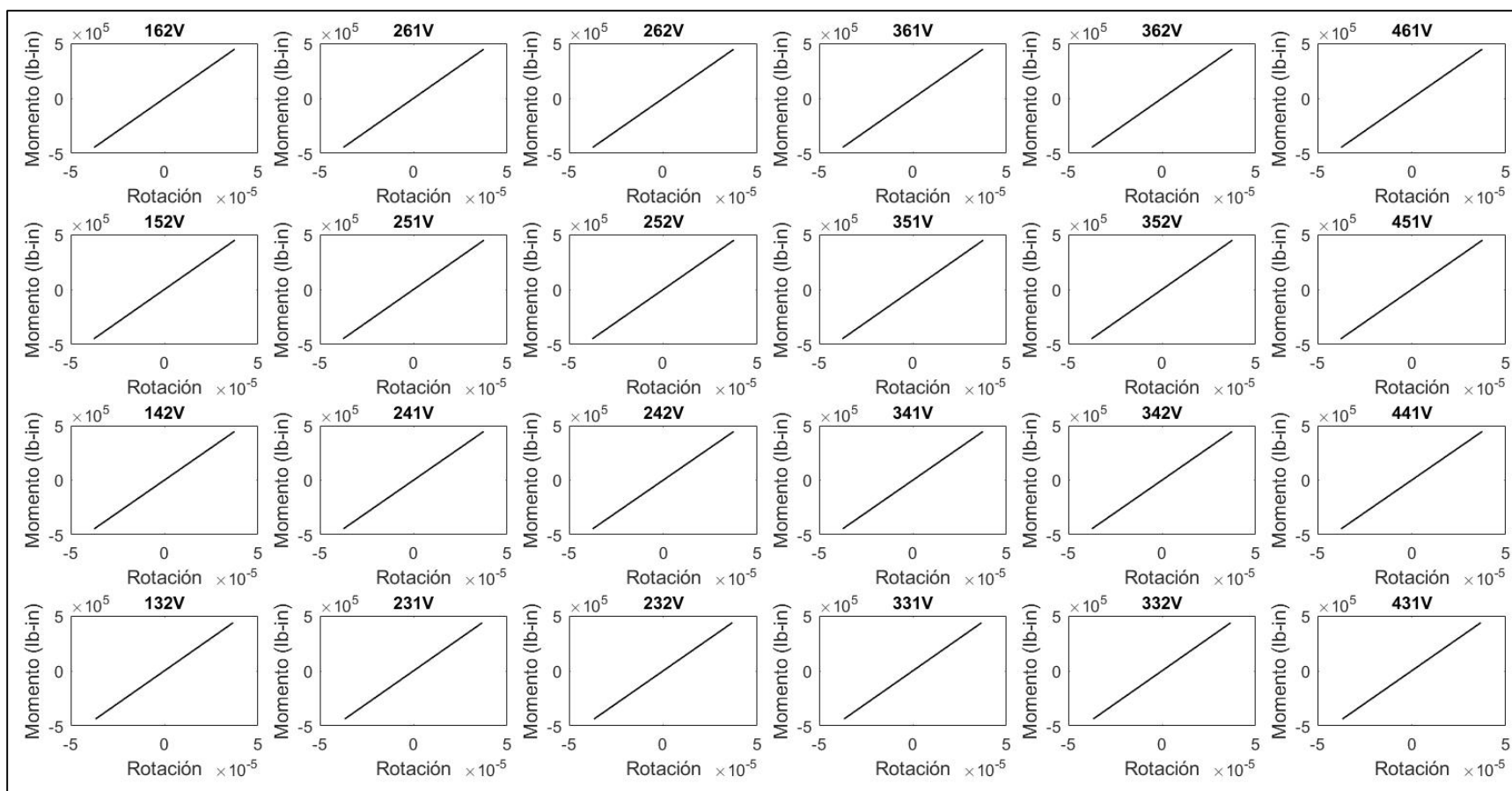
#### ***4.6.4 Análisis cíclicos no-lineales de marcos con conexiones semirrígidas y ductilidad alta ( $Q=4$ )***

En la figura 4.92 se muestra la respuesta del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36. En el eje vertical se presenta el cortante basal del análisis, mientras que en el eje horizontal se muestra distorsión global del marco. La respuesta con el protocolo de carga cíclica reversible se muestra en línea amarilla, y para fines de comparación también se agrega en línea azul la curva de capacidad del análisis estático.

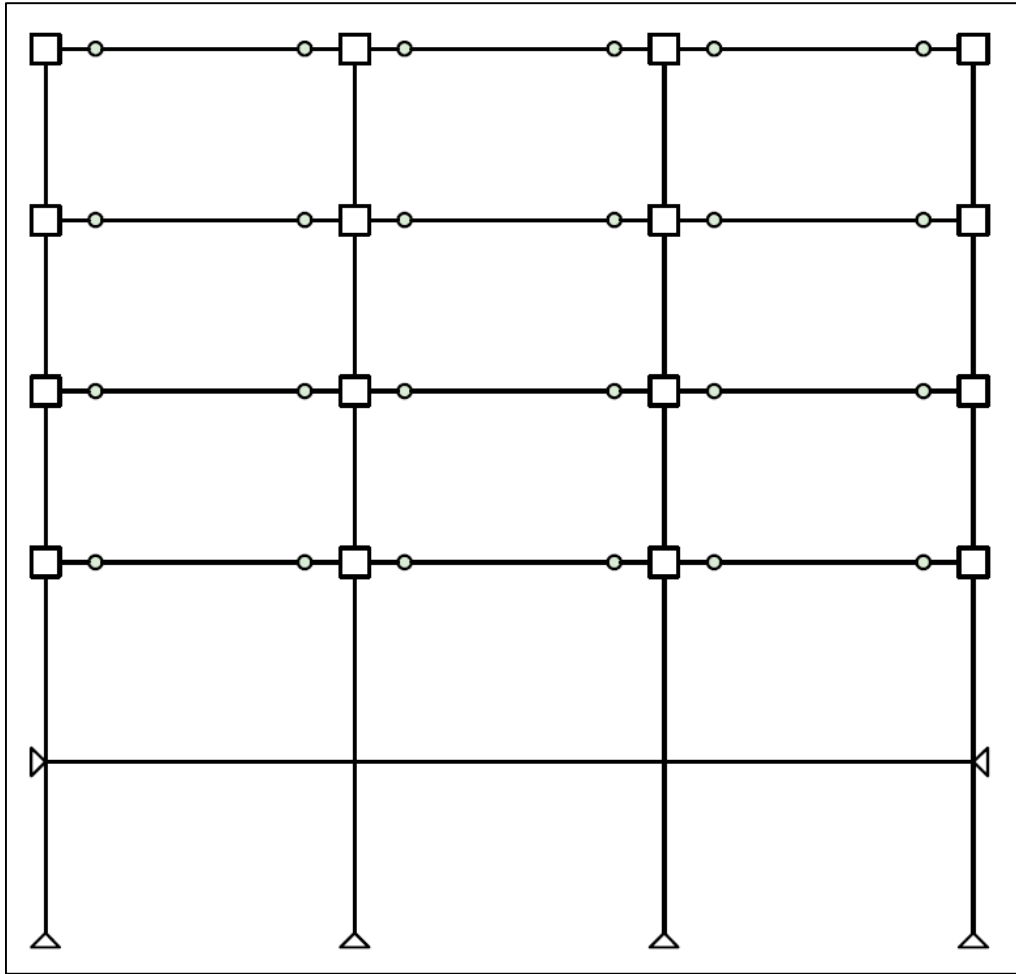


**Figura 4.92— Curva de capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de acero A36 y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.93 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en vigas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo de cada viga y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje del marco. En la figura 4.94 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con los intervalos de las gráficas momento-rotación presentadas al inicio de esta sección. En el marco se puede ver que el comportamiento de las vigas fue elástico en todos sus niveles, por esta razón los círculos que representan las rotaciones totales tienen un color verde muy tenue.



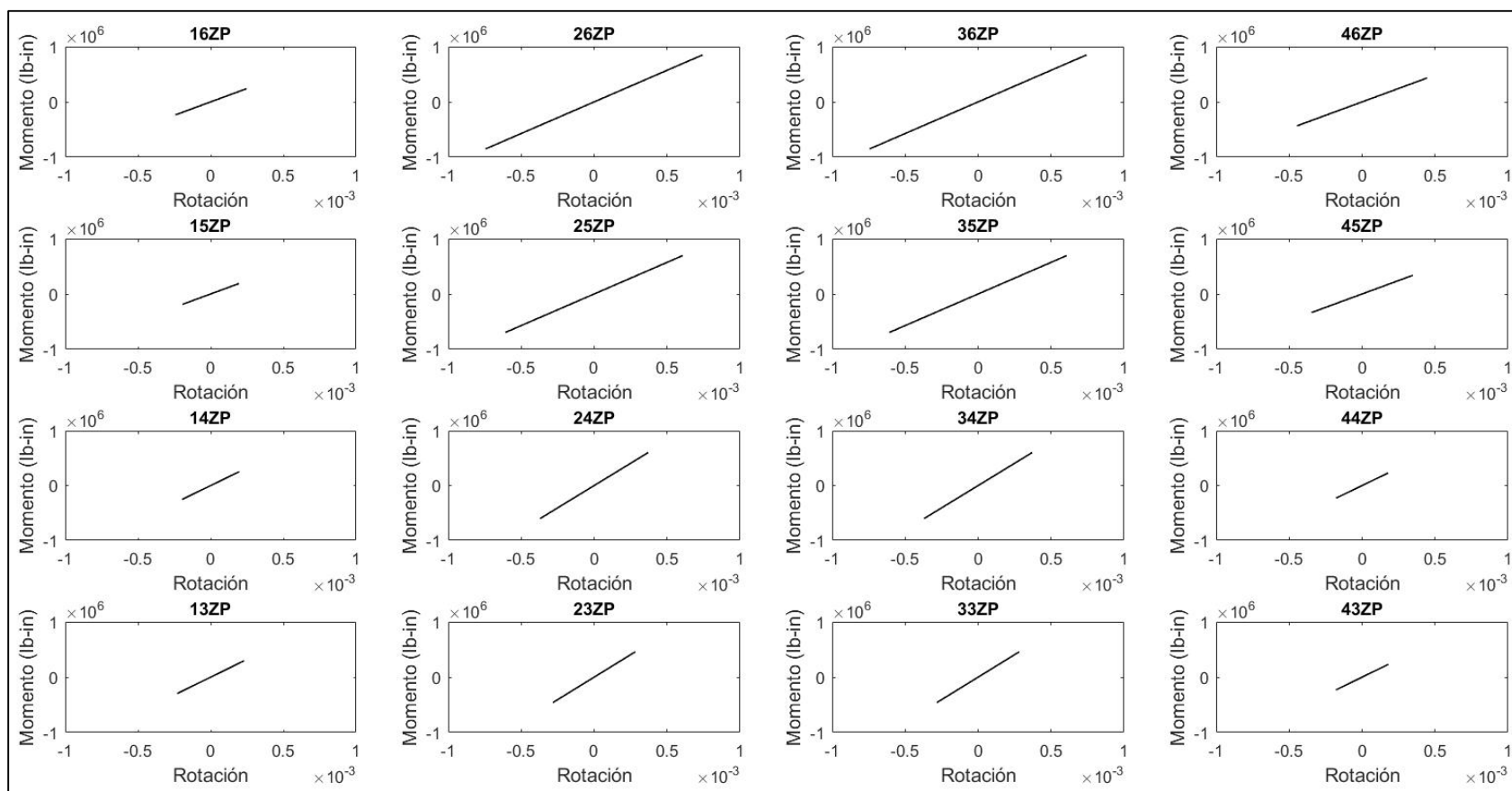
**Figura 4.93—** Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36



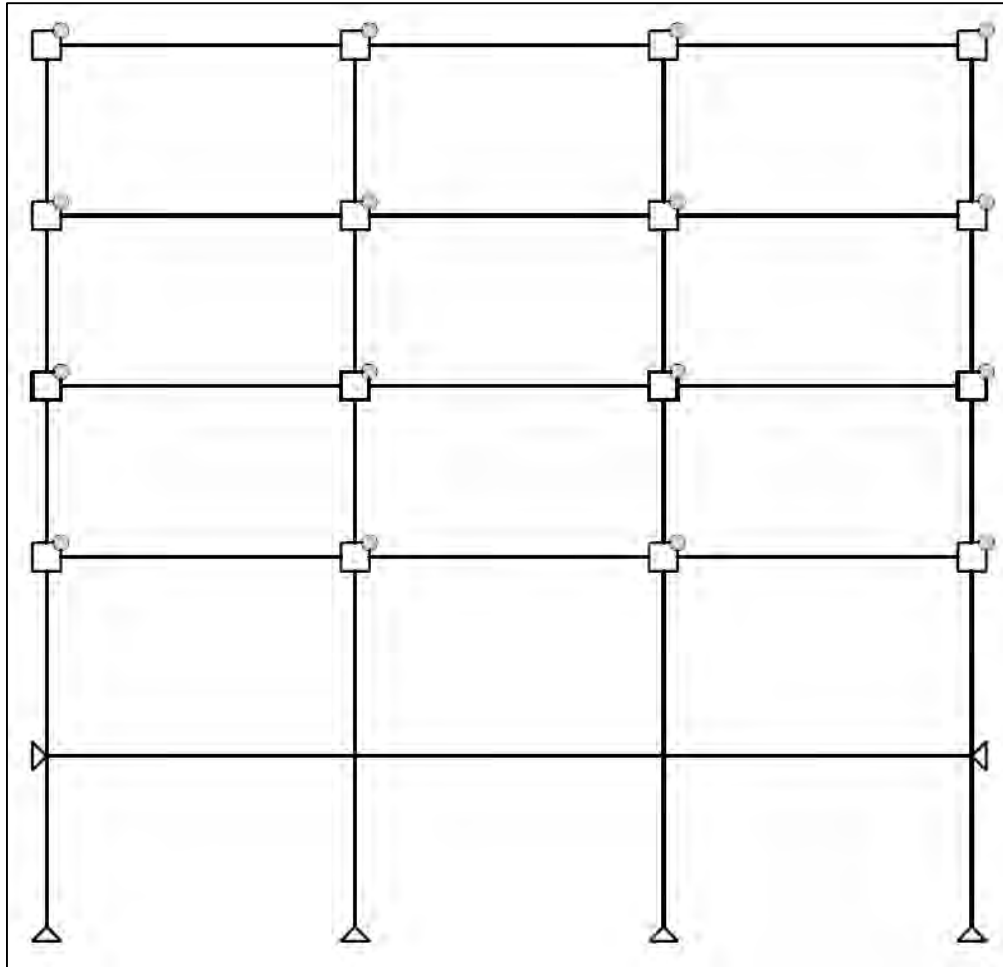
**Figura 4.94— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.95 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en la zona de panel en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior derecho de cada panel y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje correspondiente al marco. En la figura 4.96 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de la zona de panel que se muestra en la figura 4.95. En el marco se puede ver que el comportamiento de las zonas de panel fue elástico en su totalidad. El color colocado en los círculos que esquematizan las rotaciones totales en la imagen del marco corresponde al del primer intervalo de las curvas momento-rotación presentadas al inicio de esta sección.



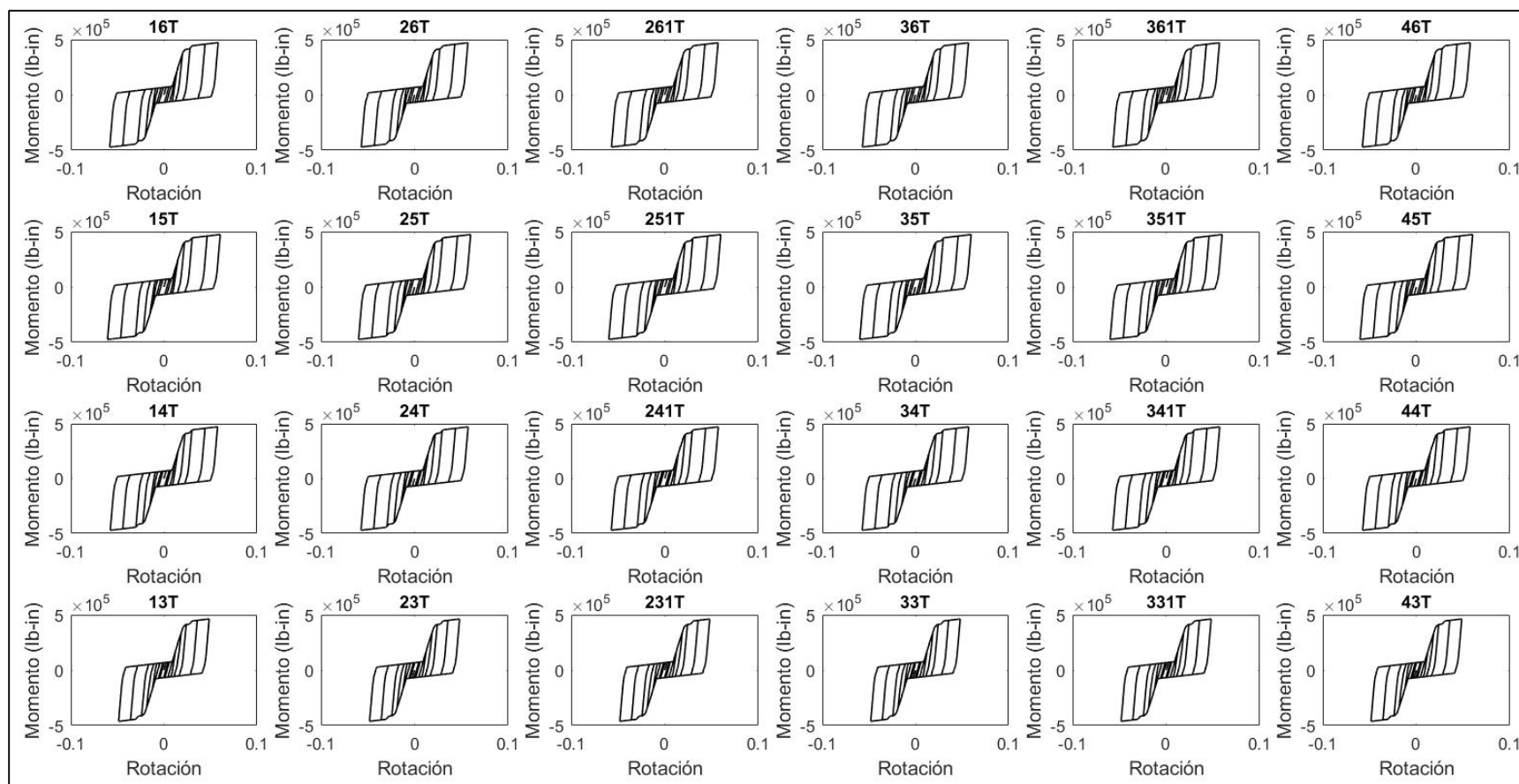


**Figura 4.95—** Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36

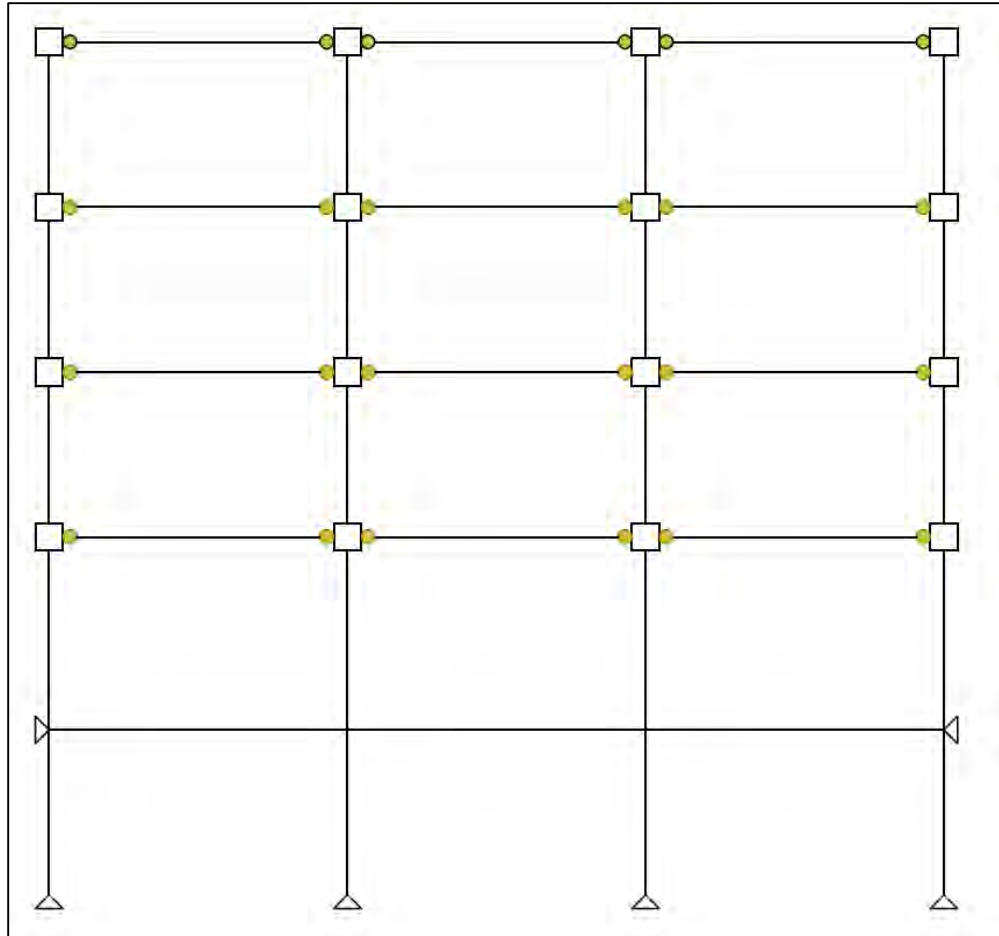


**Figura 4.96— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de acero y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.97 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en los tendones de acero de la conexión semirrígida en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte ubicado en la unión entre la viga y la columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje del marco. En la figura 4.98 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de los tendones.

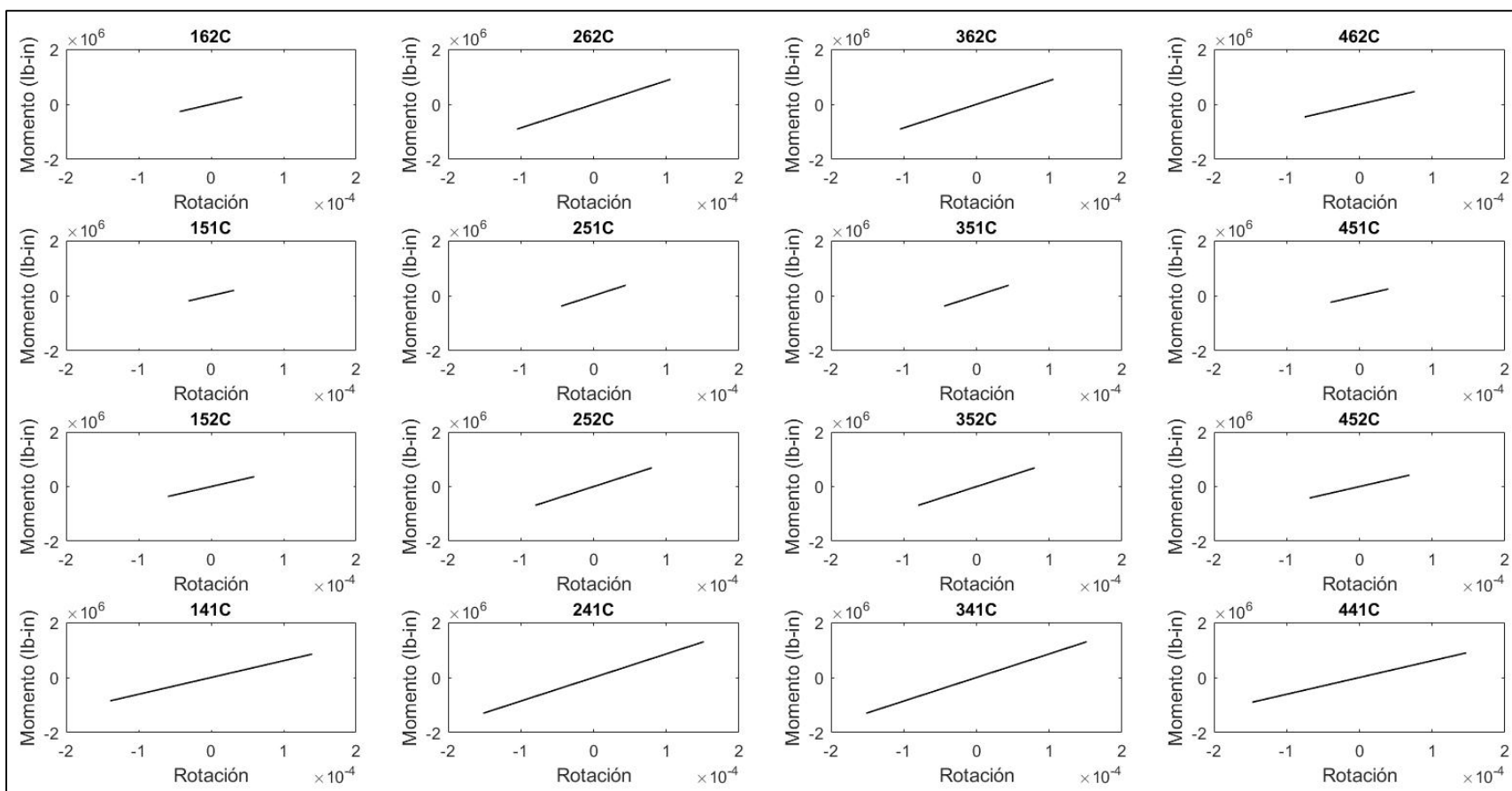


**Figura 4.97— Curvas momento-rotación de los resortes de los tendones de acero A36 en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

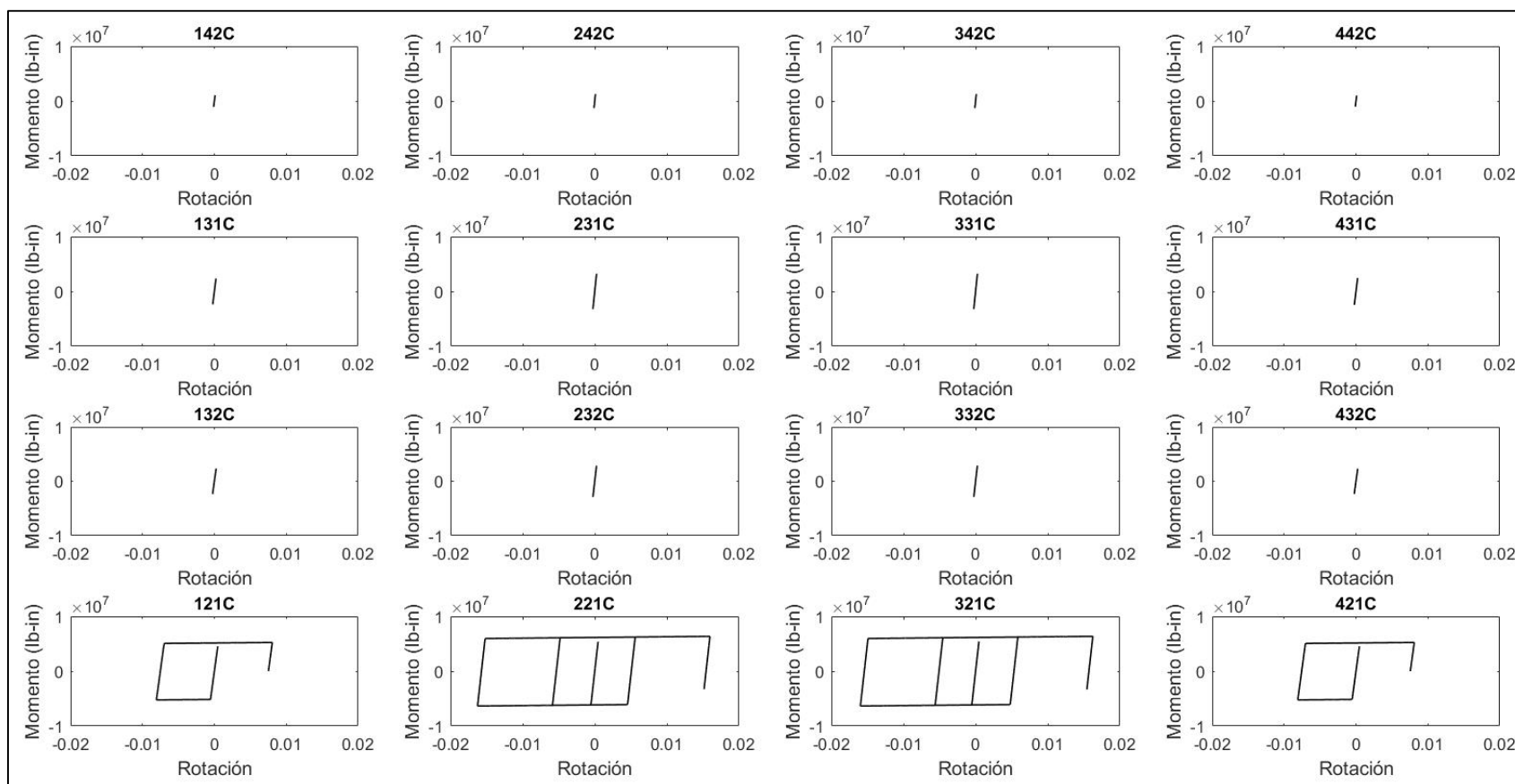


**Figura 4.98— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de acero del marco con conexión semirrígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

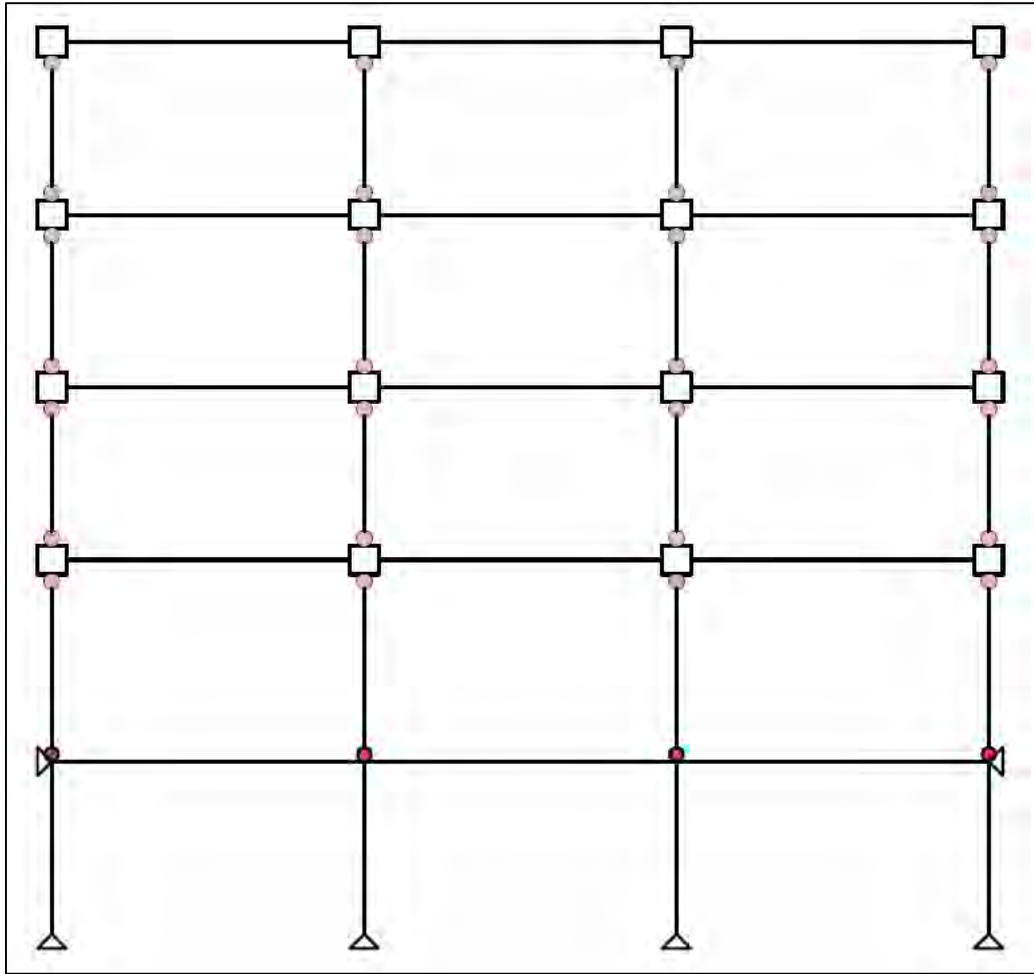
En la figura 4.99 y 4.100 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en columnas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior e inferior de cada columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje al que corresponden en el marco, en la primera imagen se presentan las columnas de los niveles superiores y en la imagen siguiente las columnas de los niveles inferiores. En la figura 4.101 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas presentadas al inicio de esta sección de momento-rotación en columnas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las columnas fue principalmente elástico a excepción de las columnas del primer nivel que se plastificaron en la parte inferior.



**Figura 4.99— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de niveles superiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36**

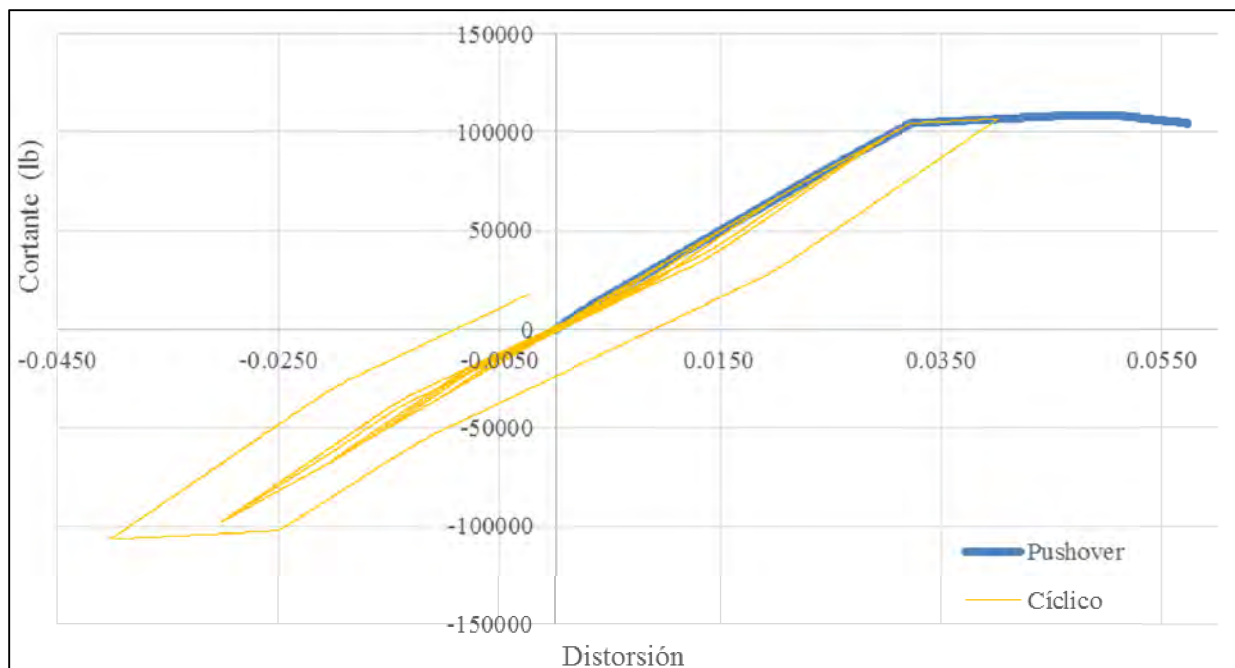


**Figura 4.100— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de niveles inferiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de acero A36**



**Figura 4.101— Mapeo de rotaciones totales de columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de acero y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

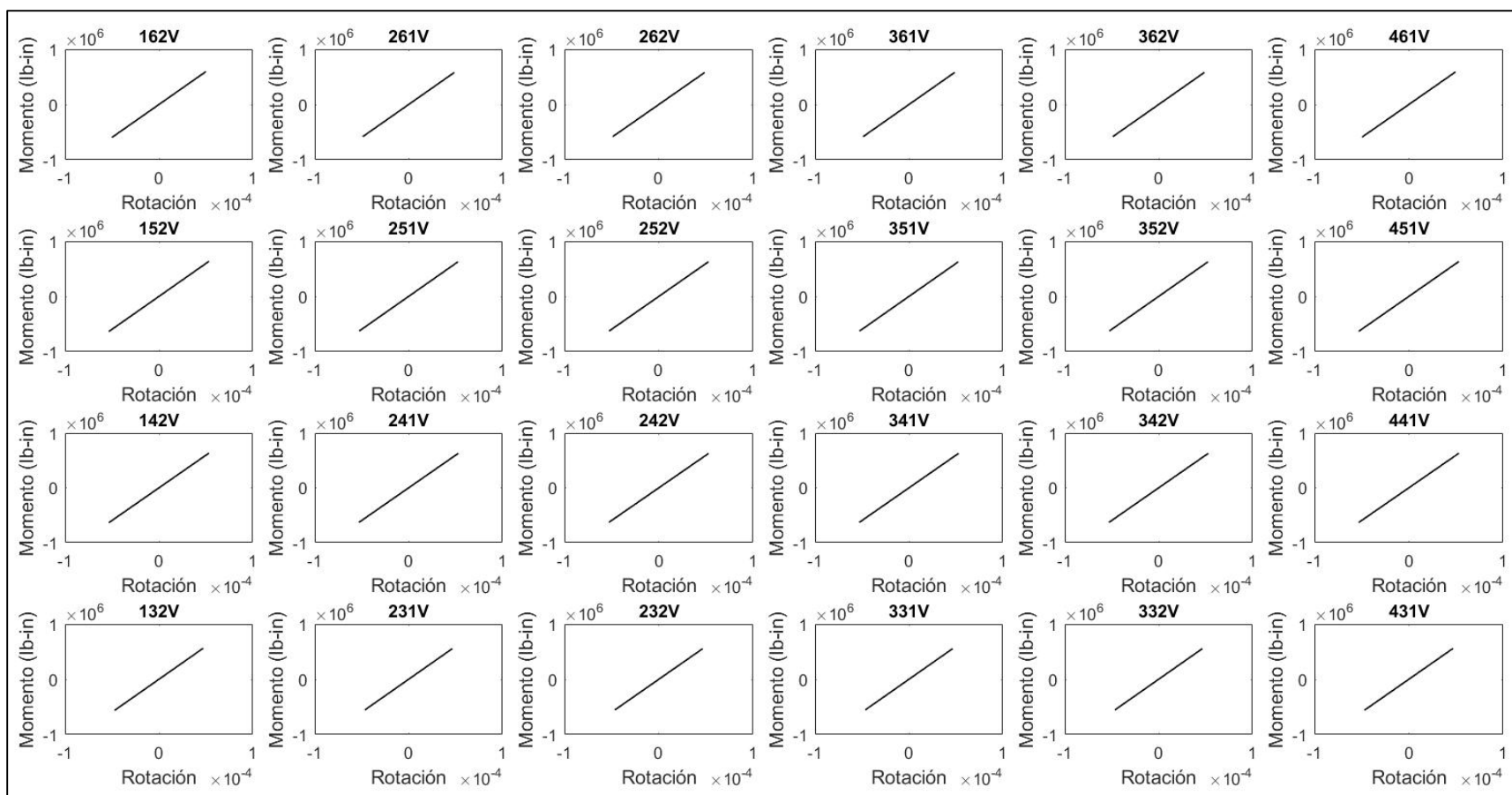
En la figura 4.102 se muestra la respuesta del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol. En el eje vertical se presenta el cortante basal del análisis, mientras que en el eje horizontal se muestra la distorsión global del marco. La respuesta con el protocolo de carga cíclica reversible se muestra en línea amarilla, y para fines de comparación también se agrega en línea azul la curva de capacidad del análisis estático.



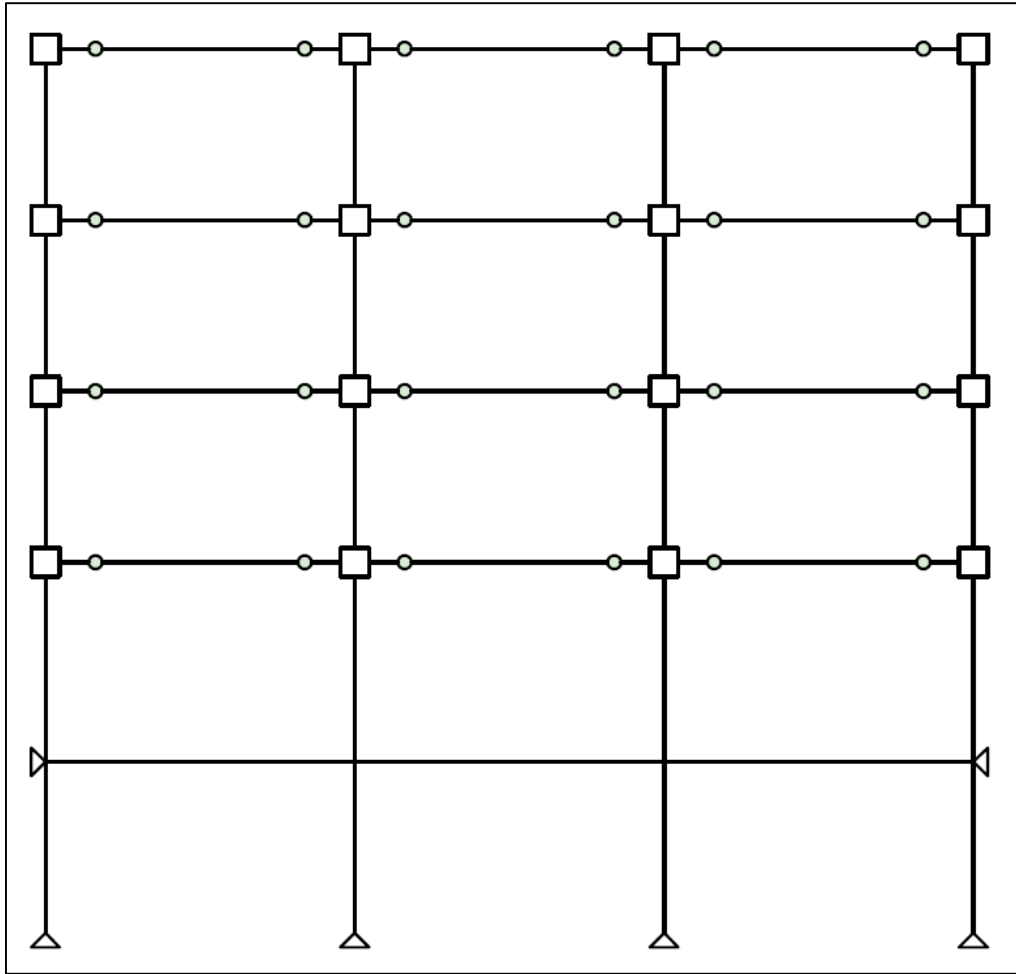
**Figura 4.102— Curva capacidad (línea azul) y curva cíclica (línea amarilla) del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.103 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en vigas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo de cada viga y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje del marco. En la figura 4.104 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con los intervalos de las gráficas momento-rotación presentadas al inicio de esta sección. En el marco se puede ver que el comportamiento de las vigas fue elástico en todos sus niveles, por esta razón los círculos que representan las rotaciones totales tienen un color verde muy tenue.



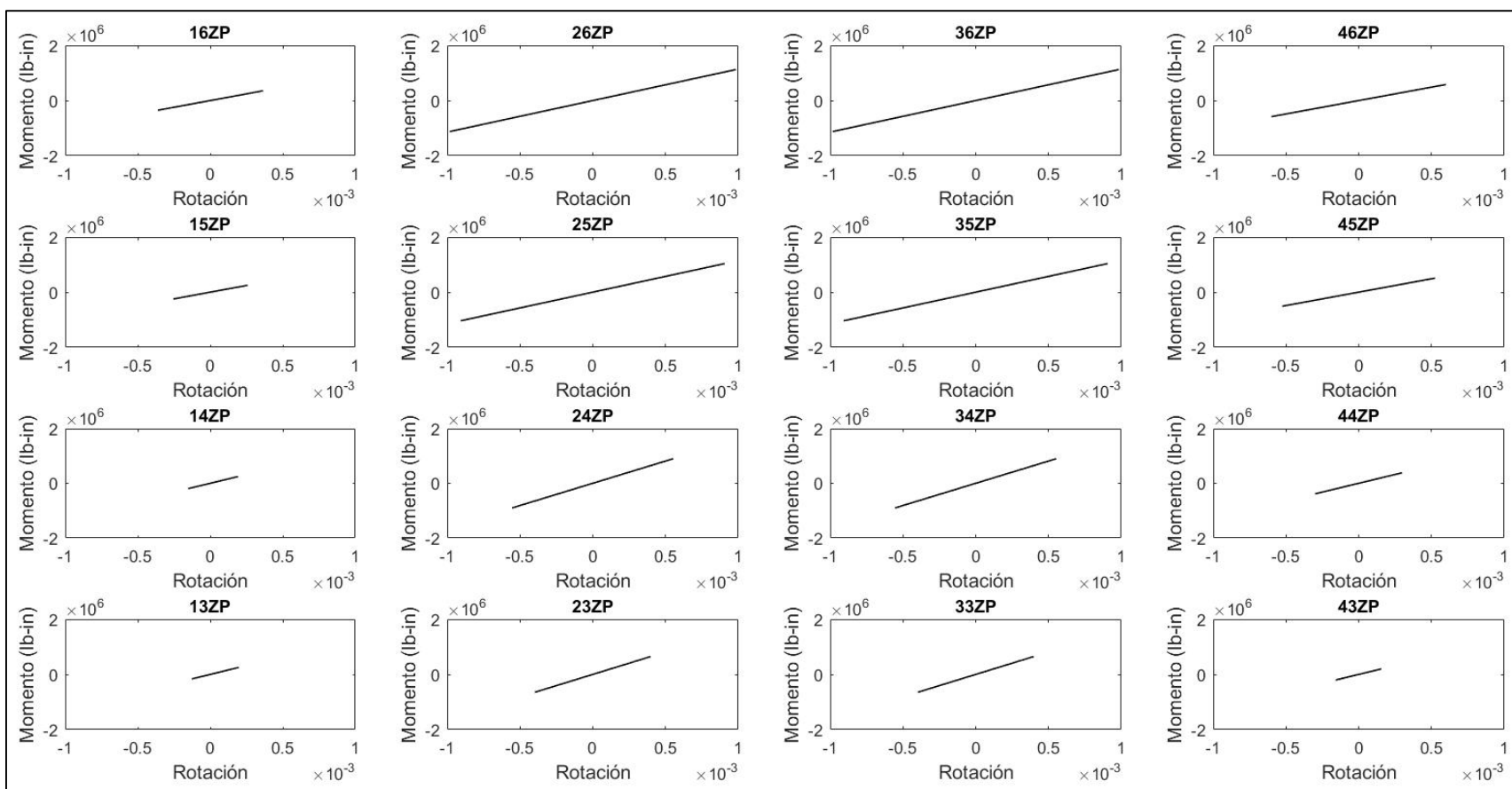


**Figura 4.103—** Curvas momento-rotación de los resortes de vigas en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol

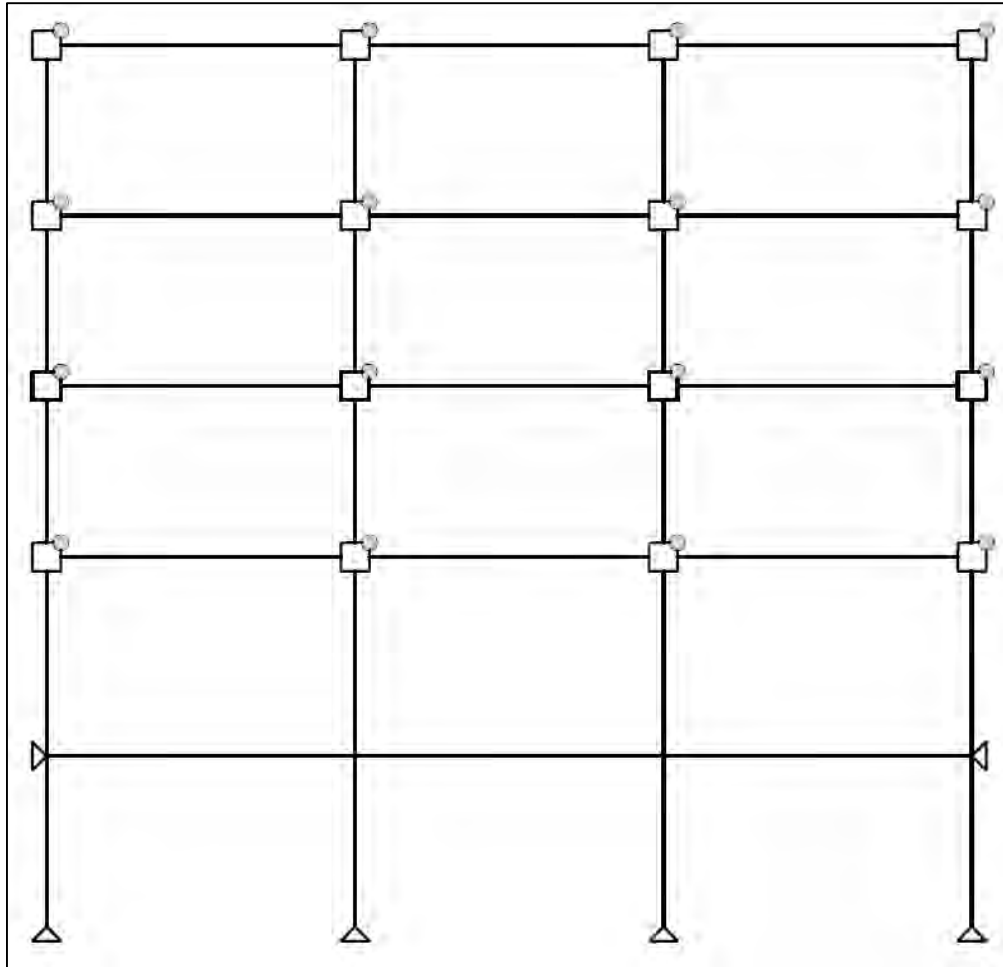


**Figura 4.104— Mapeo de rotaciones totales de vigas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.105 se presenta un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en la zona de panel en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior derecho de cada panel y las gráficas se encuentran acomodadas por el nivel y eje correspondiente al marco. En la figura 4.106 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de la zona de panel que se muestra en la figura 4.105. En el marco se puede ver que el comportamiento de las zonas de panel fue elástico en su totalidad. El color colocado en los círculos que esquematizan las rotaciones totales en la imagen del marco corresponde al del primer intervalo de las curvas momento-rotación presentadas al inicio de esta sección.

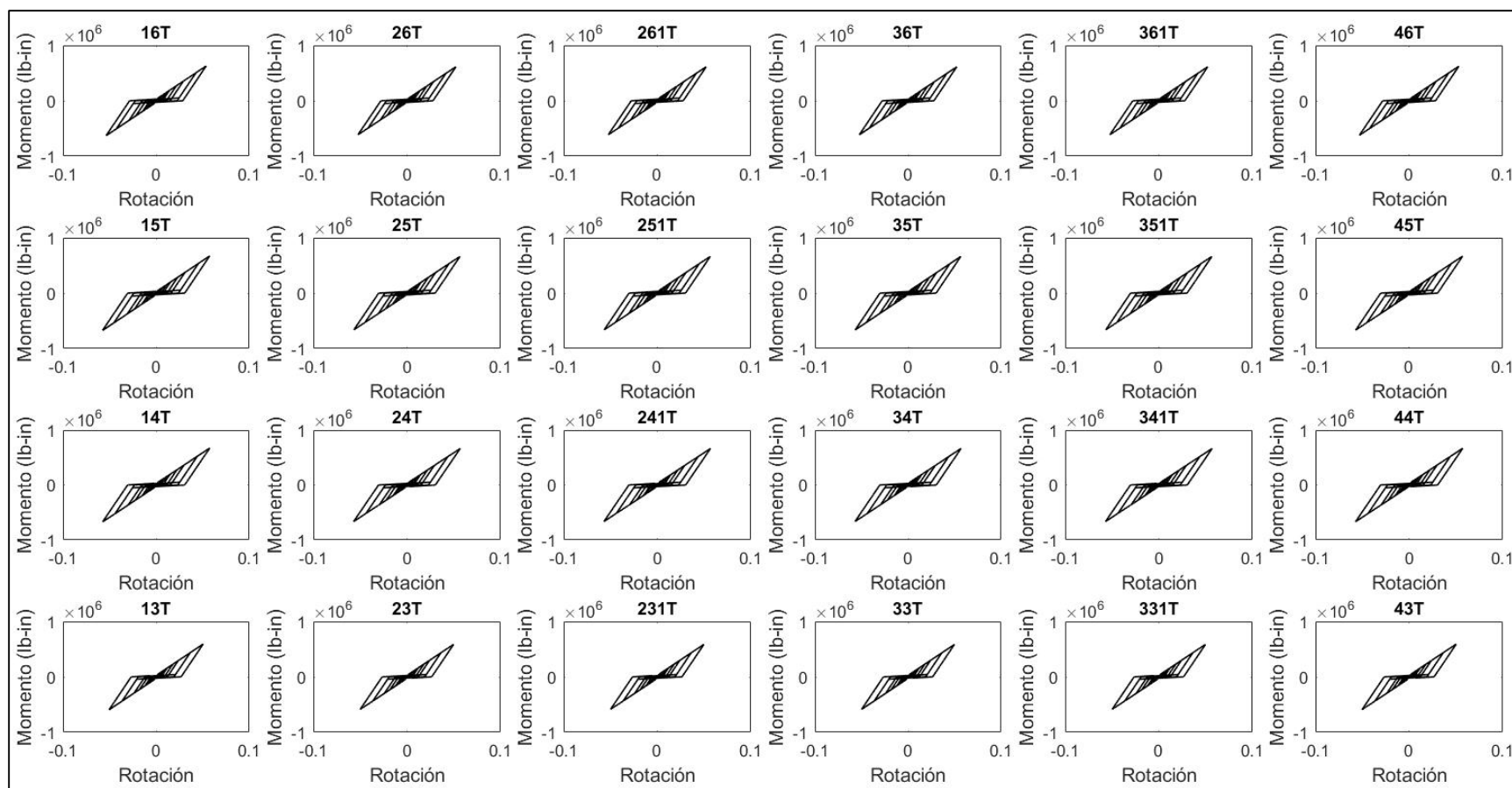


**Figura 4.105— Curvas momento-rotación de los resortes de la zona de panel en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol**

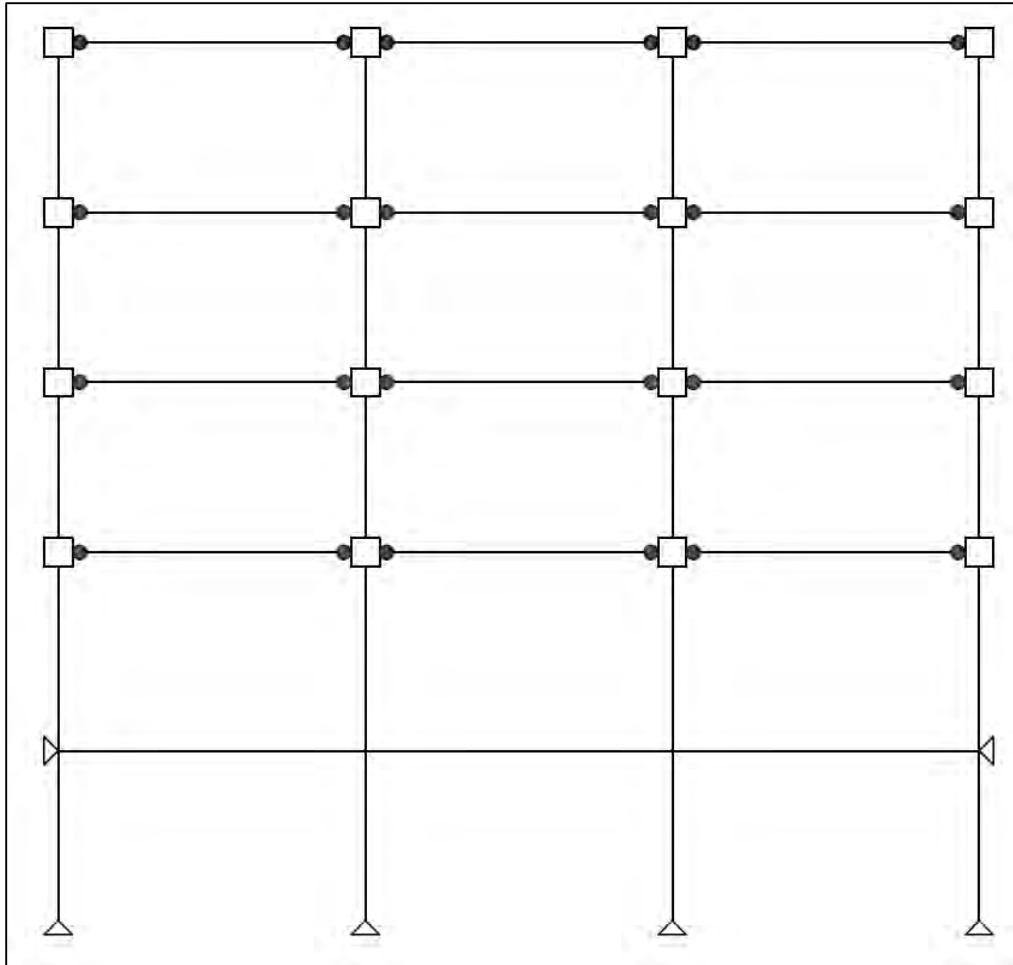


**Figura 4.106— Mapeo de rotaciones totales de la zona de panel del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.107 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en los tendones de nitinol de la conexión semirrígida en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte ubicado en la unión entre la viga y la columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje del marco. En la figura 4.108 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas momento-rotación de los tendones.

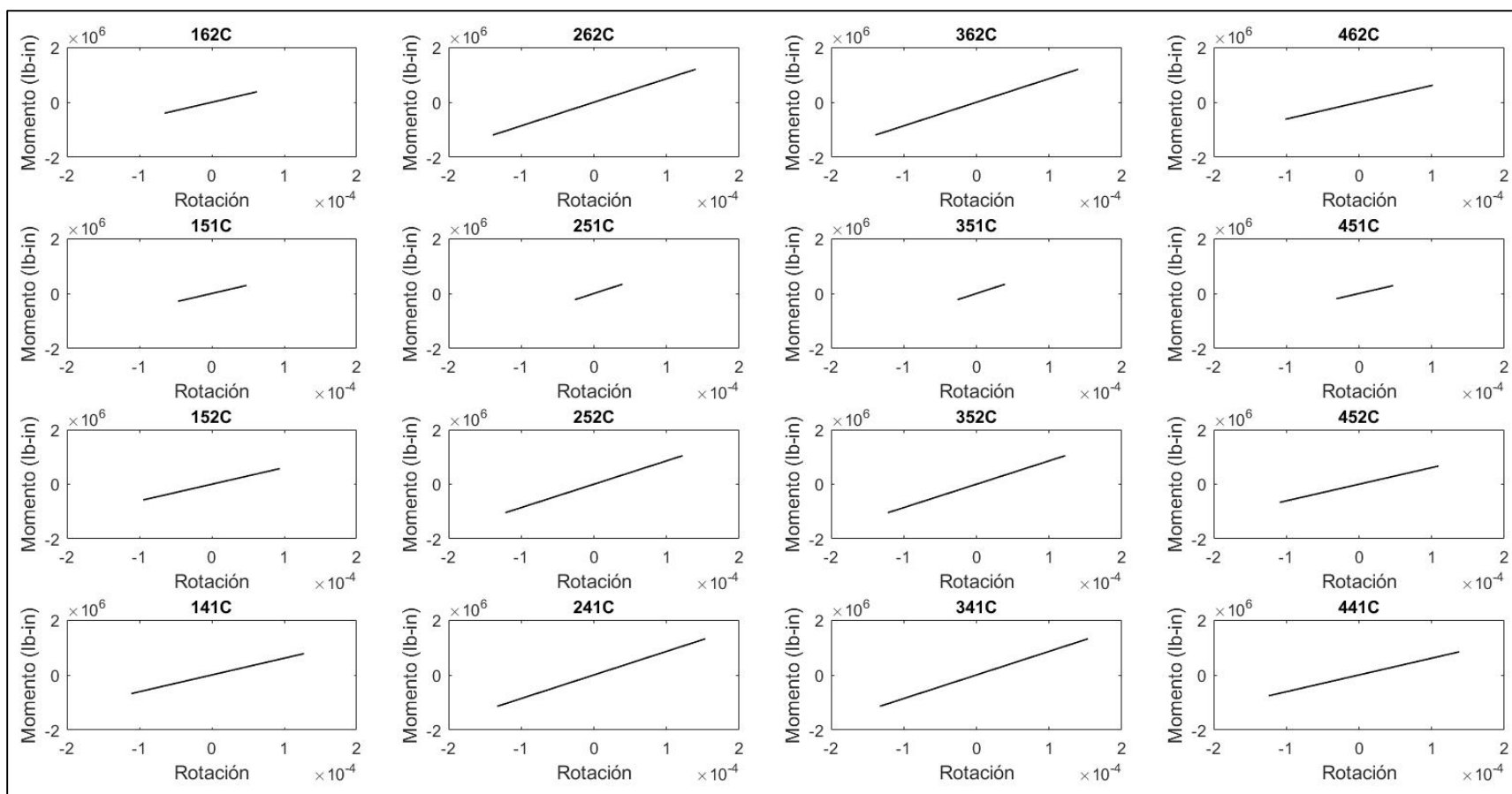


**Figura 4.107— Curvas momento-rotación de los resortes de tendones de nitinol en conexiones del marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

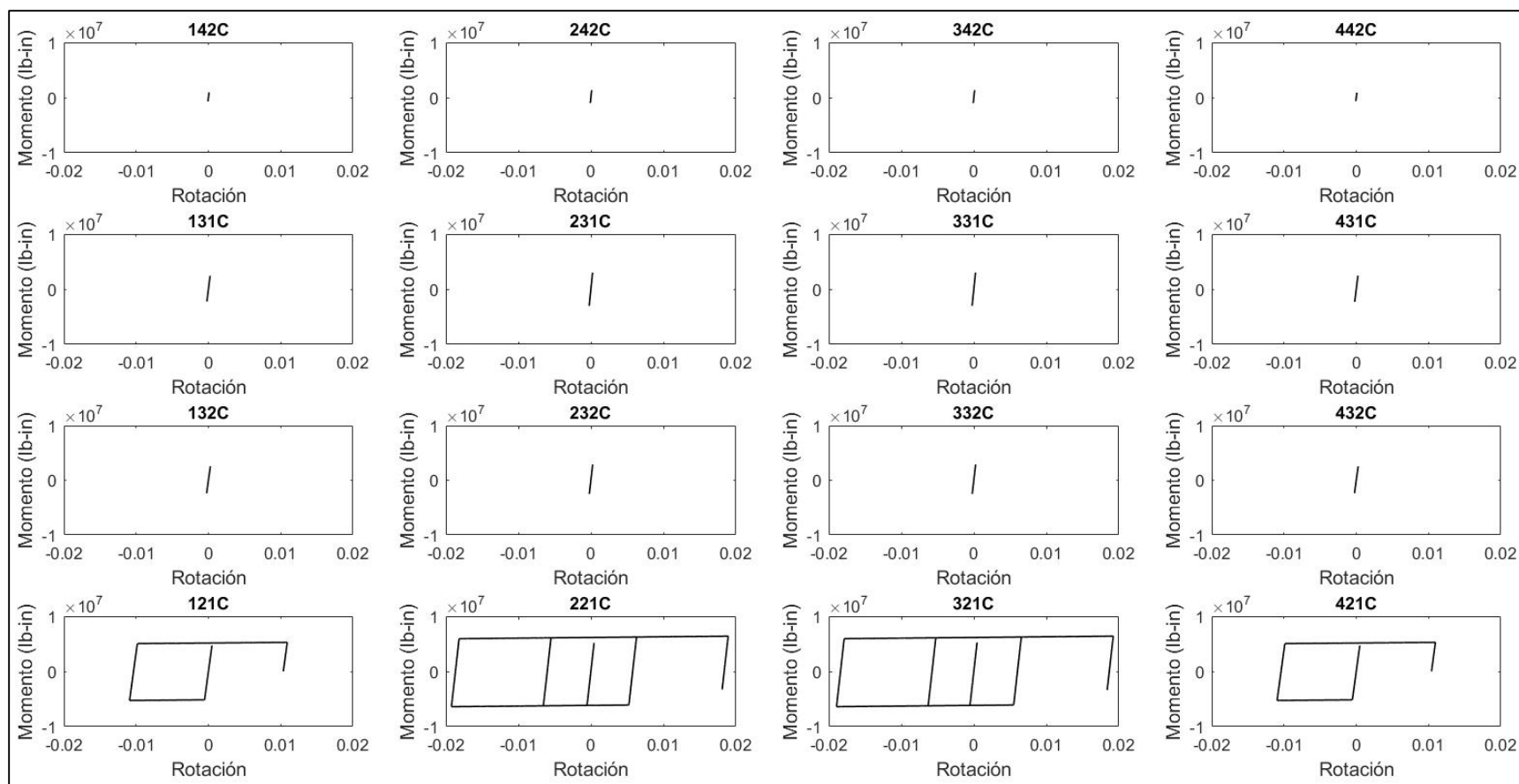


**Figura 4.108— Mapeo de rotaciones totales de los tendones de nitinol del marco con conexión semirrígida y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.109 y 4.110 se presentan un conjunto de graficas de los resortes (elementos de longitud cero) que representan la plasticidad en columnas en el modelo no lineal realizado en OpenSees. Cada grafica representa un resorte en el extremo superior e inferior de cada columna. Las curvas se encuentran acomodadas de acuerdo con el nivel y eje al que corresponden en el marco, en la primera imagen se presentan las columnas de los niveles superiores y en la imagen siguiente las columnas de los niveles inferiores. En la figura 4.111 se presenta el esquema del marco con las rotaciones totales de acuerdo con las gráficas presentadas al inicio de esta sección de momento-rotación en columnas. En el marco se puede ver que el comportamiento de las columnas fue principalmente elástico a excepción de las columnas del primer nivel que se plastificaron en la parte inferior.

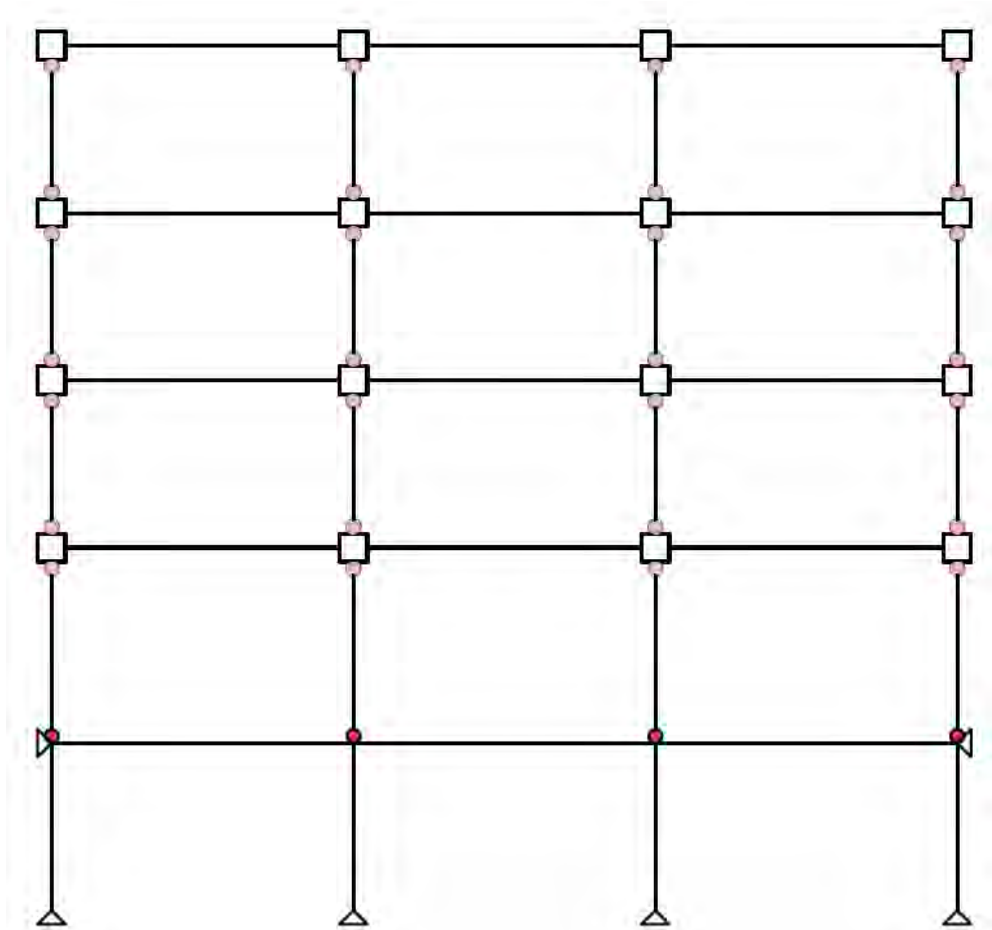


**Figura 4.109— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de los niveles superiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol**



**Figura 4.110— Curvas momento-rotación de los resortes de columnas de los niveles inferiores en marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida de tendones de nitinol**

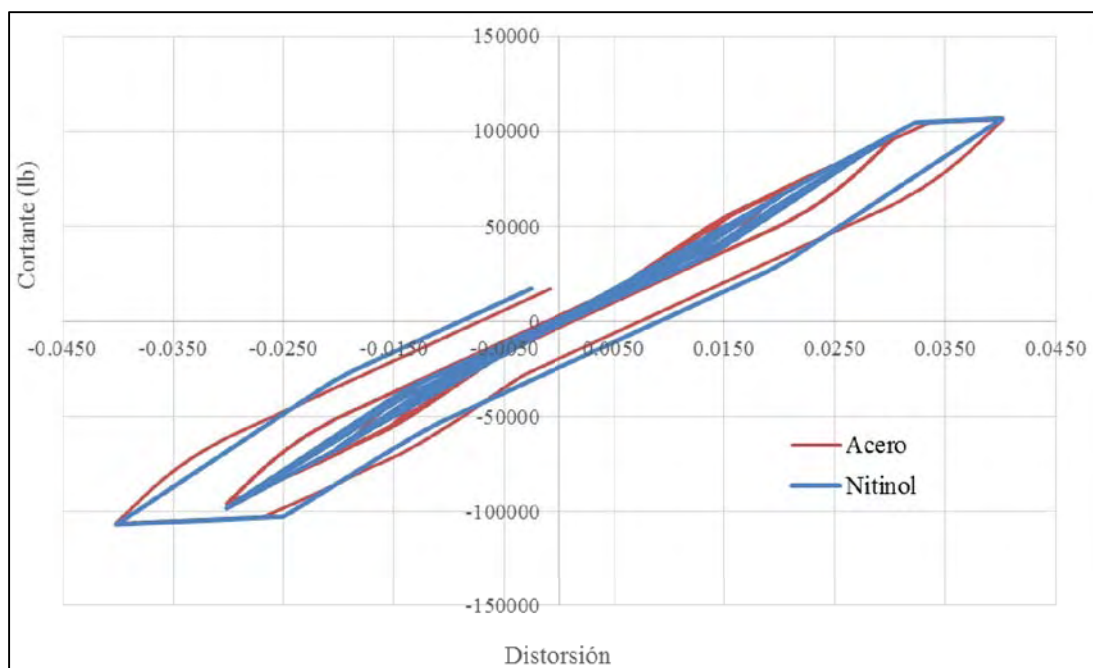




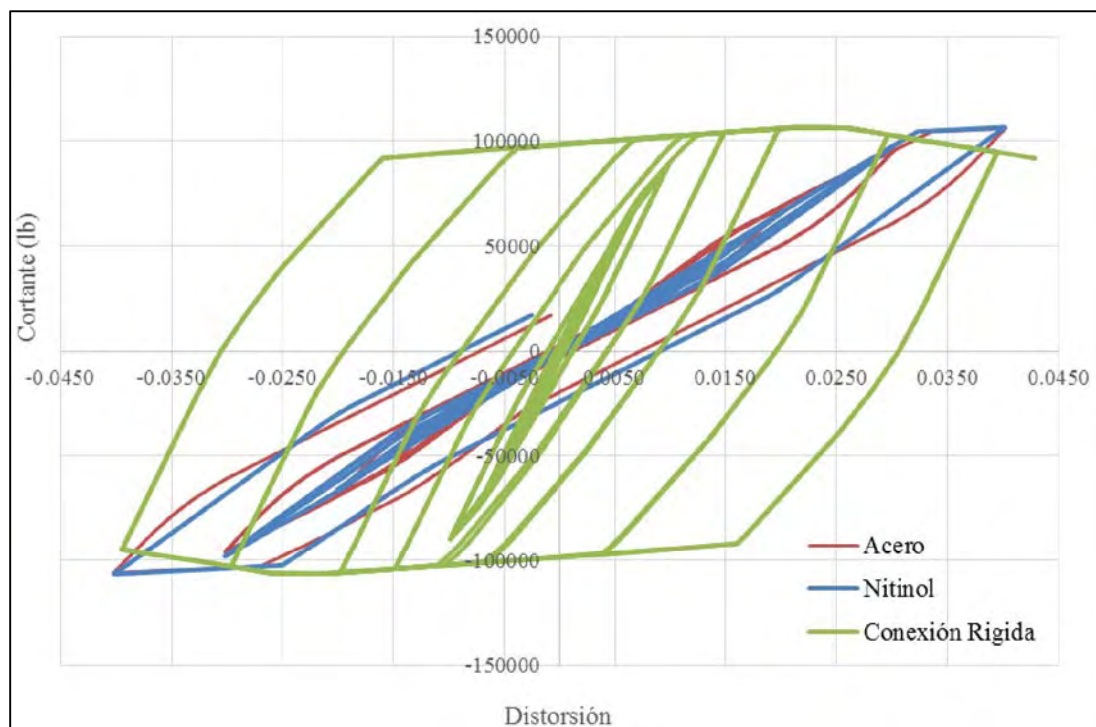
**Figura 4.111— Mapeo de rotaciones totales de columnas del marco con conexión semirrígida de tendones de nitinol y ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

En la figura 4.112 se puede ver la comparación de las respuestas con el protocolo de carga cíclica reversible del marco con tendones de acero (línea roja) y del marco con tendones de nitinol (línea azul). En la gráfica se puede ver que los marcos con conexión semirrígida tienen comportamientos cíclicos similares lo cual indica que el nitinol no presenta una ventaja respecto al acero para el caso específico de esta conexión.

En la figura 4.113 se muestra una comparación entre las curvas cíclicas de los marcos con conexiones semirrígidas de nitinol y acero respecto al marco con conexión rígida, en la cual se puede ver que la conexión rígida disipa una mayor cantidad de energía en cada ciclo, esta energía se asocia directamente con daño a elementos estructurales debido a que el marco con conexión rígida presento un mayor número de elementos incorporados al rango inelástico respecto al marco con conexión semirrígida.



**Figura 4.112— Comparación de las curvas cíclicas de los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y conexión semirrígida con tendones de acero A36 (línea roja) y con tendones de nitinol (línea azul)**



**Figura 4.113— Comparación entre las curvas cíclicas de la conexión rígida (línea verde), conexión semirrígida con tendones de acero (línea roja) y conexión semirrígida con tendones de nitinol (línea azul) de los marcos con ductilidad alta ( $Q = 4$ )**

## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

En el presente trabajo se investiga la implementación del uso de tendones de nitinol súper elástico como elementos de transferencia de momento en conexiones viga-columna de marcos momento-resistente de acero. Para ello, se busca en la literatura ensayos de conexiones reforzadas con barras de nitinol súper elástico, y de ellas destacan las realizadas por Penar *et al.*, (2005). Este programa experimental consiste en dos conexiones semirrígidas viga-columna reforzadas con: (a) tendones de acero ASTM A36, y (b) tendones de nitinol súper elásticos.

Los análisis no-lineales de la calibración de las conexiones semirrígidas que ensaya Penar *et al.*, (2005) y su aplicación en marcos de acero se lleva a cabo utilizando el programa de análisis OpenSees (2018). Así, en la primera parte de este estudio se modelan y calibran las dos conexiones de Penar *et al.*, (2005), en donde ambas tienen la misma configuración geométrica, secciones transversales, materiales, y protocolo de carga, con la única diferencia de que una conexión está reforzada con tendones de acero ASTM A36, mientras la segunda está reforzada con tendones de nitinol súper elástico. Los modelos de componentes que se generan para estas dos conexiones reproducen razonablemente la respuesta no lineal que se reporta en los experimentos.

Los análisis estáticos no lineales dieron como resultado que las conexiones semirrígidas con tendones de acero o nitinol pueden aumentar de forma efectiva la ductilidad y el periodo de las estructuras lo cual es un beneficio directo si tu estructura presenta problemas dinámicos o de resonancia. A esta conclusión se llega después de comprobar que incorporar conexiones semirrígidas al marco genera una variación en la formación de articulaciones plásticas y un cambio en la configuración deformada y periodo de la estructura.

De los análisis cíclicos no lineales de los marcos de acero se llega a la conclusión de que gran parte la energía se disipa a través de las barras de SMA o acero, y no esencialmente a través de la fluencia de vigas y/o columnas. En el mapeo de articulaciones plásticas se puede ver que los tendones tuvieron el comportamiento que se esperaba (fusible estructural), ya que dieron solución parcial a la formación de articulaciones plásticas en columnas y zonas de panel, problema que se presentaba en marcos con conexiones rígidas.

Conocer cuál es el comportamiento de una estructura a la falla ayuda principalmente a tener una aproximación del tipo de colapso que se puede esperar y verificar si es la más adecuada, para el caso de los marcos no se tenía una estructuración adecuada de acuerdo con el tipo de conexión, pero esto ayudo a ver que los tendones pueden ser parte de un sistema que dé solución a problemas de estructuración.

La ventaja que presenta la conexión reforzada con barras de nitinol súper elástico o acero es que, ante cualquier evento extraordinario, el daño a la conexión se limitaría a los componentes reemplazables, es decir, en los tendones de nitinol. Una técnica de reparación del daño en la conexión de este tipo consiste en aplicar un tratamiento térmico a las barras de nitinol con daño para recuperar sus propiedades iniciales. Por lo cual, se establece que los tendones podrían implementarse como sistema de reparación utilizando técnicas que no afecten la integridad de la conexión.

A pesar de los problemas de convergencia en los análisis estáticos se pudo ver que el nitinol para el caso específico de esta conexión no presentó ninguna ventaja mecánica en los análisis cíclicos o estáticos, lo cual nos indica que no es tan factible implementarlo en este tipo de conexiones ya que las barras de acero pueden generar el mismo comportamiento estructural. Es necesario que el nitinol se incorpore en distintas configuraciones y geometrías en elementos estructurales debido a que es un material con demasiadas ventajas mecánicas que podrían ser de gran ayuda en el comportamiento sísmico de sistemas estructurales, por lo cual su aplicación y estudio es recomendable en la Ingeniería Estructural.

## **5.2 Recomendaciones**

La investigación que se presenta en este trabajo fue un primer acercamiento al estudio de conexiones semirrígidas reforzadas con tendones de nitinol súper elástico, en contraste a conexiones semirrígidas reforzadas con barras de acero, y su influencia en la respuesta en marcos momento-resistente. No obstante, se requiere realizar trabajo adicional que permita continuar evaluando la factibilidad de conexiones con refuerzo de nitinol súper elástico. Algunos temas que se sugieren evaluar para trabajos futuros son:

- Considerar la respuesta del sistema estructural de marcos incluyendo los efectos de interacción dinámica suelo- estructura (IDSE). Los efectos de IDSE se puede relacionar con las modificaciones de la respuesta de la estructura debido a la flexibilidad del sistema suelo-cimentación.
- Realizar nuevos ensayos de conexiones con elemento de nitinol, sobre todo para conexiones que se comporten como rígidas.
- Incorporar las aleaciones con memoria de forma en diversas conexiones ya precalificadas.
- Realizar ensayos con conexiones semirrígidas incorporando otro tipo de aleaciones.
- Implementar y abordar el estudio de la propiedad de recentrado del nitinol en elementos estructurales sometidos a carga cíclica.

## 6 REFERENCIAS

- AGENCY, F. -F. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*.
- Alam, M. S., Nehdi, M., & Youssef, M. A. (2009). Seismic performance of concrete frame structures reinforced with superelastic shape memory alloys. *Smart Structures and Systems*, vol. 5(No. 5), pág. 565-585.
- Barbero, L. (2004). Cyclic Behavior of Superelastic Nickel-Titanium and Nickel-Titanium-Chromium Shape Memory Alloys. *Georgia Institute of Technology*, pág. 1-26.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4*, pág. 4-23.
- Delemont, M. A. (2001). Seismic Retrofit of Bridges Using Shape Memory Alloys. *Georgia Institute of Technology*, pág. 37-158.
- DesRoches, R., & Delemont, M. (2002). Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys. *Engineering Structures*, vol. 24(No. 3), pág. 325-332.
- DesRoches, R., McCormick, J., & Delemont, M. (2004). Cyclic Properties of Superelastic Shape Memory Alloy Wires. *Journal of Structural Engineering*, vol. 130(No. 1), pág. 38-46.
- Gómez, A., & Díaz del Castillo, F. (2011). Nitinol, un Biomaterial con Memoria de Forma. *Facultad de Estudios Superiores Cuautitlán (UNAM)*, pág. 10-51.
- Hu, J. W., & Leon, R. T. (2008). Seismic Performance Evaluations and Analyses for Composite Moment Frames with Smart SMA PR-CFT Connections. pág. 1-98.
- Jackson, C., Wagner, H., & Wasilewski, R. (1972). 55-Nitinol - The Alloy With A Memory: Its Physical Metallurgy, Properties, and Applications. *National Aeronautics and Space Administration*.
- Lee, C.-H., Jeon, S.-W., Kim, J.-H., & Uang, C.-M. (2005). Effects of Panel Zone Strength and Beam Web Connection Method on Seismic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections. *Journal of Structural Engineering*, vol. 131(No. 12), pág. 1854-1865.
- McCormick, J., DesRoches, R., Fugazza, D., & Auricchio, F. (2007). Seismic Assessment of Concentrically Braced Steel Frames with Shape Memory Alloy Braces. *Journal of Structural Engineering*, vol. 133(No. 6), pág. 862-870.
- Mora, J. E., & Perea, T. (2014). Comportamiento Sísmico de Marcos de Acero con Conexiones Semirrígidas Compuestas (PRCC). *Departamento de Ciencias Básicas e Ingeniería, Posgrado en Ingeniería Estructural, UAM Azcapotzalco*, pág. 21-43.
- Ocel, J. M. (2002). Cyclic Behavior of Steel Beam-Column Connections with Shape Memory Alloy Connecting Elements. *Georgia Institute of Technology*, pág. 4-211.
- Ocel, J., DesRoches, R., Leon, R. T., Hess, W. G., Krumme, R., Hayes, J. R., y otros. (2004). Steel Beam-Column Connections Using Shape Memory Alloys. *Journal of Structural Engineering*, vol. 130(No. 5), pág. 732-740.
- Otsuka, K., & Wayman, C. (1998). *Shape Memory Materials*. Cambridge University Press.

- Penar, B. W. (2005). Recentering Beam-Column Connections Using Shape Memory Alloys. *Georgia Institute of Technology*, pág. 2-101.
- Powell, G. H. (2006). Static Pushover Methods – Explanation, Comparison And Implementation. *Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*(No. 1608), pág. 1-10.
- R. Askeland, D. (2010). Ciencia e Ingeniería de los Materiales. (Thomson, Ed.) (pág. 1-128).
- Redacción Obras. (19 de Septiembre de 2014). *obrasweb*. Obtenido de obrasweb: <http://obrasweb.mx/construccion/2014/09/10/4-edificaciones-emblematicas-afectadas-por-el-sismo-del-85>
- Smith, B. J. (2002). A Critical Assessment of the Potential of Shape Memory Alloys for Seismic Resistant Designs and Retrofits. *Georgia Institute of Technology*, pág. 1-185.
- Speicher, M. S. (2010). Cyclic Testing and Assessment of Shape Memory Alloy Recentering Systems. *Georgia Institute of Technology*, pág. 1-174.
- Tadaki, T., Otsuka, K., & Shimizu, K. (1988). Shape Memory Alloys. *Annual Review of Materials Scienc*, vol. 18, pág. 25-45.
- Yang, C.-S., DesRoches, R., & Leon, R. T. (2009). Design and analysis of braced frames with shape memory alloy and energy-absorbing hybrid devices. *Engineering Structures*, vol. 32(No. 2), pág. 498-507.
- Youssef, M. A., Alam, M. S., & Nehdi, M. (2008). Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Beam-Column Joints Reinforced with Superelastic Shape Memory Alloys. *Journal of Earthquake Engineering*, vol.12, pág. 1205-1222.

## APÉNDICE A

Esta sección presenta las líneas de comandos TCL que se utilizaron para generar los modelos de OpenSees que se emplearon para generar la zona de panel, las conexiones semirrígidas con barras de acero y nitinol, y los marcos de acero.

### A.1 Código para generar el modelo no lineal de la zona de panel de la prueba experimental de Lee et al. (2005).

```
# Yair Olivo Balderas 2163806800
# Universidad Autónoma Metropolitana - Unidad Azcapotzalco
# Fecha: Mayo 2018
# Units: kN, m, seg.
#####
wipe all; # clear memory of past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3; # Define the model builder, ndm = #dimension, ndf = #dofs
source DisplayModel2D.tcl; # procedure for displaying a 2D perspective of model
source DisplayPlane.tcl; # procedure for displaying a plane in a model
source rotPanelZone2D.tcl; # procedure for defining a rotational spring (zero-length element) to capture panel zone shear distortions
source elemPanelZone2D.tcl; # procedure for defining 8 elements to create a rectangular panel zone
source WSection.tcl; # This routine creates a fiber section: AISC standard W section
#####
set Es 200000000.0;
set Fy [expr 1.33 * 235000.0];
set Fy2 [expr 1.33 * 324000.0];
uniaxialMaterial Steel01 1 $Fy $Es 0.01; # (SS400)
uniaxialMaterial Steel01 2 $Fy2 $Es 0.01; # (SM490)
#####
# (W17x271) (H428x407x20x35) - units - (m)
set dc1 0.428; #nominal depth
set bfc1 0.407; #flange width
set twc1 0.020; #web thickness
set tfc1 0.035; #flange thickness
set nfdwc1 6; #number of fibers along web depth
set nftwc1 2; #number of fibers along web thickness
set nfbfc1 6; #number of fibers along flange width
set nftfc1 6; #number of fibers along flange thickness
# (W27X123) (H700x300x13x24) - units - (m)
set dv1 0.70; #nominal depth
set bfv1 0.30; #flange width
set twv1 0.013; #web thickness
set tfv1 0.024; #flange thickness
set nfdv1 6; #number of fibers along web depth
set nftv1 2; #number of fibers along web thickness
set nfbfv1 6; #number of fibers along flange width
set nftfv1 6; #number of fibers along flange thickness
# This routine creates a fiber section: AISC standard W section
WSection 10 2 $dc1 $bfc1 $tfc1 $twc1 $nfdwc1 $nftwc1 $nfbfc1 $nftfc1;
WSection 20 1 $dv1 $bfv1 $tfv1 $twv1 $nfdv1 $nftv1 $nfbfv1 $nftfv1;
#####
set h1 1.750;
set h2 1.750;
set L1 3.597;
set L2 0.700;
node 1201 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 1202 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 1203 0.0 [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 1204 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 1205 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 1206 [expr 0.5 * $dc1] $h1;
node 1208 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 - (0.5 * $dv1)];
node 1209 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 - (0.5 * $dv1)];
node 1210 0.0 [expr $h1 - (0.5 * $dv1)];
```

```

node 1211 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 - (0.5 * $dv1)];
node 1212 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 - (0.5 * $dv1)];
node 1213 [expr -0.5 * $dc1] $h1;
node 2200 [expr (0.5 * $dc1) + $L1] $h1;
node 3200 [expr (0.5 * $dc1) + $L1 + $L2] $h1;
node 1300 0.0 [expr $h1 + $h2];
node 1100 0.0 0.0;
# Fix supports
fix 1100 1 1 0;
fix 1300 1 1 0;
#####
geomTransf Linear 1
geomTransf PDelta 2
set np 5;
# Create the column
# eleID convention: "1xy" where 1 = column, x = Pier #, y = Story #
element forceBeamColumn 111 1100 1210 $np 10 1;
element forceBeamColumn 112 1203 1300 $np 10 1;
# Create the Beam
# eleID convention: "2xy" where 2 = beam, x = Bay #, y = Floor #
element forceBeamColumn 212 1206 2200 $np 20 1;
element forceBeamColumn 222 2200 3200 $np 20 1;
#####
# Define elastic panel zone elements (assume rigid)
# elemPanelZone2D creates 8 elastic elements that form a rectangular panel zone
# note: the nodeID and eleID of the upper left corner of the PZ must be imported
# eleID convention: 500xya, 500 = panel zone element, x = Pier #, y = Floor #
# "a" convention: defined in elemPanelZone2D.tcl, but 1 = top left element
set Apz 10000000.0;
set Ipz 10000000.0;
elemPanelZone2D 500121 1201 $Es $Apz $Ipz 1;
# ($nodeR = 1201) - node ID for first point (top left) of panel zone --> this node creates all the others
#####
# display the model with the node numbers
DisplayModel2D NodeNumbers;
#####
# Define Rotational Springs for Panel Zone
# rotPanelZone2D creates a uniaxial material spring with a trilinear response based on the Krawinkler Model
# It also constrains the nodes in the corners of the panel zone.
# references provided in rotPanelZone2D.tcl
# note: the upper right corner nodes of the PZ must be imported
set Ry 1.2; # expected yield strength multiplier --> Typical value is 1.2
set asp 0.03; # strain hardening of panel zones (endurecimiento por deformación asumido)
# Spring ID: "4xy00" where 4 = panel zone spring, x = Pier #, y = Floor #
rotPanelZone2D 41200 1201 $Es $Fy2 $dc1 $bfc1 $tfc1 $twc1 $dv1 $Ry $asp;
# ($eleID = 41200) - unique element ID for this zero length rotational spring
# ($nodeR = 1201) - node ID which will be retained by the multi-point constraint
#####
# Gravity-analysis: load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6; # convergence tolerance for test
constraints Plain; # how it handles boundary conditions
numberer RCM; # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral; # how to store and solve the system of equations in the analysis (large model: try UmfPack)
test NormDispIncr $Tol 6; # determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
algorithm Newton; # use Newton's solution algorithm: updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10; # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity]; # load increment
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static; # define type of analysis: static or transient
analyze $NstepGravity; # apply gravity
# maintain constant gravity loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"

```



## A.2. Código para generar el modelo no lineal de la calibración de la prueba experimental de Penar et al. (2005), para la conexión con de tendones de acero.

```
# Yair Olivo Balderas 2163806800
# Universidad Autónoma Metropolitana - Unidad Azcapotzalco
# Fecha: Mayo 2018
# Units: lb, in, sec.
#####
wipe all;                                # clear memory of past model definitions
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;         # Define the model builder, ndm = #dimension, ndf = #dofs
source DisplayModel2D.tcl;               # procedure for displaying a 2D perspective of model
source DisplayPlane.tcl;                 # procedure for displaying a plane in a model
source rotPanelZone2D.tcl;               # procedure for defining a rotational spring (zero-length element) to capture panel zone shear distortions
source elemPanelZone2D.tcl;              # procedure for defining 8 elements to create a rectangular panel zone
source WSection.tcl;                     # this routine creates a fiber section: AISC standard W section
#####
set E 29000000.0;
set Fy 36000.0;
# Beams & Columns
uniaxialMaterial Steel02 2 $Fy $E 0.00001 18.0 0.925 0.15
# A36 Steel Tendons
uniaxialMaterial Steel01 3 70000.0 30000000.0 0.033
uniaxialMaterial ElasticPPGap 4 27000000.0 205000.0 0.009
uniaxialMaterial ElasticPPGap 5 27000000.0 -205000.0 -0.009
uniaxialMaterial ElasticPPGap 6 25000000.0 90000.0 0.0167
uniaxialMaterial ElasticPPGap 7 25000000.0 -90000.0 -0.0167
uniaxialMaterial ElasticPPGap 8 8000000.0 26000.0 0.020
uniaxialMaterial ElasticPPGap 9 8000000.0 -26000.0 -0.020
uniaxialMaterial ElasticPPGap 10 8000000.0 26000.0 0.0273
uniaxialMaterial ElasticPPGap 11 8000000.0 -26000.0 -0.0273
uniaxialMaterial Parallel 1 3 4 5 6 7 8 9 10 11
#####
# Columns W8x67
set dc1 9.000; #nominal depth
set bfc1 8.280; #flange width
set tfc1 0.935; #flange thickness
set twc1 0.570; #web thickness
set nfdwc1 6; #number of fibers along web depth
set nftwc1 2; #number of fibers along web thickness
set nfbfc1 6; #number of fibers along flange width
set nftfc1 6; #number of fibers along flange thickness
# Beams W12x14
set dv1 11.90; #nominal depth
set bfv1 3.970; #flange width
set tfv1 0.225; #flange thickness
set twv1 0.200; #web thickness
set nfdwv1 6; #number of fibers along web depth
set nftwv1 2; #number of fibers along web thickness
set nfbfv1 6; #number of fibers along flange width
set nftfv1 6; #number of fibers along flange thickness
# This routine creates a fiber section: AISC standard W section
WSection 10 2 $dc1 $bfc1 $tfc1 $twc1 $nfdwc1 $nftwc1 $nfbfc1 $nftfc1;
WSection 20 2 $dv1 $bfv1 $tfv1 $twv1 $nfdwv1 $nftwv1 $nfbfv1 $nftfv1;
#####
set h1 38.05;
set h2 38.05;
set L1 91.50;
set L2 91.50;
node 2201 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 + $dv1];
node 2202 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 + $dv1];
node 2203 0.0 [expr $h1 + $dv1];
node 2204 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 + $dv1];
node 2205 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 + $dv1];
node 2206 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
```

```

node 2207 [expr 0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 2208 [expr 0.5 * $dc1] $h1;
node 2209 [expr 0.5 * $dc1] $h1;
node 2210 0.0 $h1;
node 2211 [expr -0.5 * $dc1] $h1;
node 2212 [expr -0.5 * $dc1] $h1;
node 2213 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 2214 [expr -0.5 * $dc1] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 1200 [expr (-0.5 * $dc1) + (-$L1)] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 2300 0.0 [expr $h1 + $dv1 + $h2];
node 3200 [expr (0.5 * $dc1) + ($L2)] [expr $h1 + (0.5 * $dv1)];
node 2100 0.0 0.0;
#####
# Fix supports
fix 1200 0 1 0;
fix 3200 0 1 0;
fix 2100 1 1 0;
#####
geomTransf Linear 1
geomTransf PDelta 2
set np 5
# Create the column
# eleID convention: "1xy" where 1 = column, x = Pier #, y = Story #
element forceBeamColumn 121 2100 2210 $np 10 1;
element forceBeamColumn 122 2203 2300 $np 10 1;
# Create the Beam
# eleID convention: "2xy" where 2 = beam, x = Bay #, y = Floor #
element forceBeamColumn 212 1200 2214 $np 20 1;
element forceBeamColumn 222 2207 3200 $np 20 1;
#####
# Define elastic panel zone elements (assume rigid)
# elemPanelZone2D creates 8 elastic elements that form a rectangular panel zone
# note: the nodeID and eleID of the upper left corner of the PZ must be imported
# eleID convention: 500xya, 500 = panel zone element, x = Pier #, y = Floor #
# "a" convention: defined in elemPanelZone2D.tcl, but 1 = top left element
set Apz 1000000000000;
set Ipz 1000000000000;
elemPanelZone2D 500221 2201 $E $Apz $Ipz 1;
# ($eleID = 500221) unique element ID for first element the panel zone
# ($nodeR = 2201) node ID for first point (top left) of panel zone --> this node creates all the others
#####
# display the model with the node numbers
DisplayModel2D NodeNumbers;
#####
# Define Rotational Springs for Panel Zone
# rotPanelZone2D creates a uniaxial material spring with a trilinear response based on the Krawinkler Model
# It also constrains the nodes in the corners of the panel zone.
# note: the upper right corner nodes of the PZ must be imported
set Ry 1.2; # expected yield strength multiplier --> Typical value is 1.2
set asp 0.03; # strain hardening of panel zones (endurecimiento por deformación asumido)
# Spring ID: "4xy00" where 4 = panel zone spring, x = Pier #, y = Floor #
rotPanelZone2D 42200 2201 $E $Fy $dc1 $bfc1 $tfc1 $twc1 $dv1 $Ry $asp;
# ($eleID = 41200) - unique element ID for this zero length rotational spring
# ($nodeR = 1201) - node ID which will be retained by the multi-point constraint
#####
# Define Rotational Springs for A36 Steel rod
# Spring ID: "3xy00" where 3 = steel rod spring, x = Pier #, y = Floor #
element zeroLength 32200 2206 2207 -mat 1 -dir 6;
element zeroLength 32201 2213 2214 -mat 1 -dir 6;
equalDOF 2206 2207 1 2;
equalDOF 2213 2214 1 2;
#####

```

```

# Gravity-analysis: load-controlled static analysis
set Tol 1.0e-6;           # convergence tolerance for test
constraints Plain;        # how it handles boundary conditions
numberer RCM;            # renumber dof's to minimize band-width (optimization)
system BandGeneral;      # how to store and solve the system of equations in the analysis (large model: try UmfPack)
test NormDispIncr $Tol 6; # determine if convergence has been achieved at the end of an iteration step
algorithm Newton;        # use Newton's solution algorithm: updates tangent stiffness at every iteration
set NstepGravity 10;     # apply gravity in 10 steps
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity]; # load increment
integrator LoadControl $DGravity; # determine the next time step for an analysis
analysis Static;         # define type of analysis: static or transient
analyze $NstepGravity;   # apply gravity
# maintain constant gravity loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0
puts "Model Built"

```